

ERBAUINGENIEUR

ITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

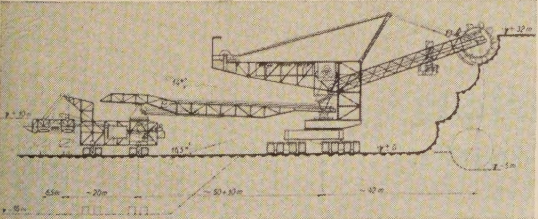
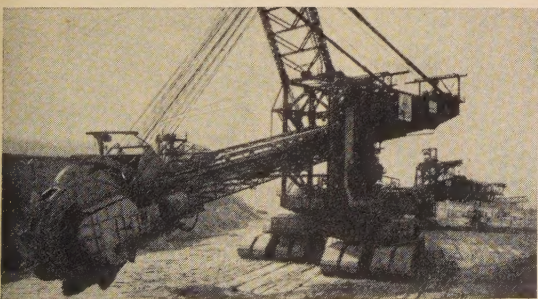
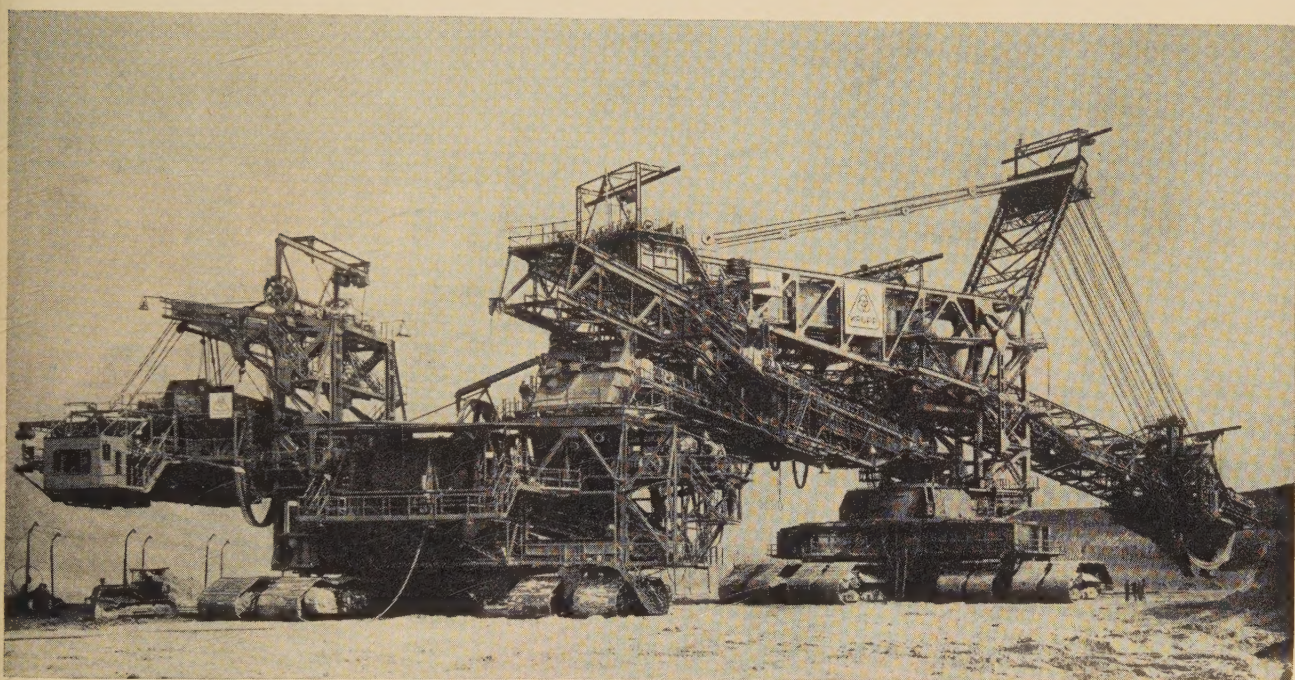
Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1959

12

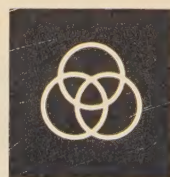


Wir beraten Sie

bei allen Projekten der Materialgewinnung und -förderung. Wir planen für Sie, gestützt auf die Kenntnisse erfahrener Ingenieure des Baggerbaus sowie der Fördertechnik, vollständige maschinelle Einrichtungen für Tagebaue.

Wir bauen

liefern und montieren für Sie Bagger auf Schienen- und Raupenfahrwerken für den Bergbau, Kanalbau, Dammschüttung usw., wie Eimerkettenbagger, Schaufelradbagger, Absetzer, Sondergeräte, komplette Bunkeranlagen, Förderbrücken, stationäre und rückbare Bandanlagen, Verladeanlagen.



FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN



C₃A-frei

für Wasserbauten

immun gegen Sulfat-Angriffe,
deshalb wirtschaftlich . . .

ein Portland-Zement mit geringem Schwindmaß
und niedriger Wärmeentwicklung.

Verlangen Sie unsere Schriften über DYCKERHOFF-Sulfadur.
Zur unverbindlichen Beratung stehen wir jederzeit zur Verfügung.



DYCKERHOFF ZEMENTWERKE A.G. · WIESBADEN - AM ÖNEBU

STAHLROHRGERÜSTE

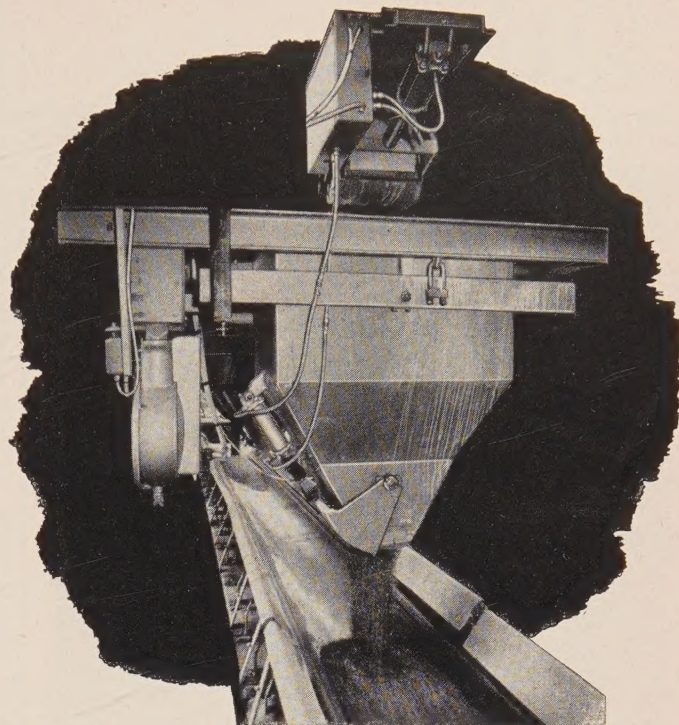
EXZENTER-KUPPLUNGEN

HICO

SCHALUNGSTRÄGER

A. U. RICH

Schmiedag
AKTIENGESELLSCHAFT HAGEN (WESTF.)

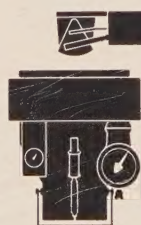


Terminnöte . . .

Die verfügbaren Zeiten sind heute so kurz, daß speziell bei Großbauten zur weitgehenden Automatisierung der Betonherstellung gegriffen werden muß. Ja, von der maschinenmäßigen Aus-rüstung des Bauunternehmers hängt in vielen Fällen die Vergabe von Groß-aufträgen ab. – Hier ist jeder seiner Konkurrenz voraus, der eine vollautomatische Pfister-Wiege-



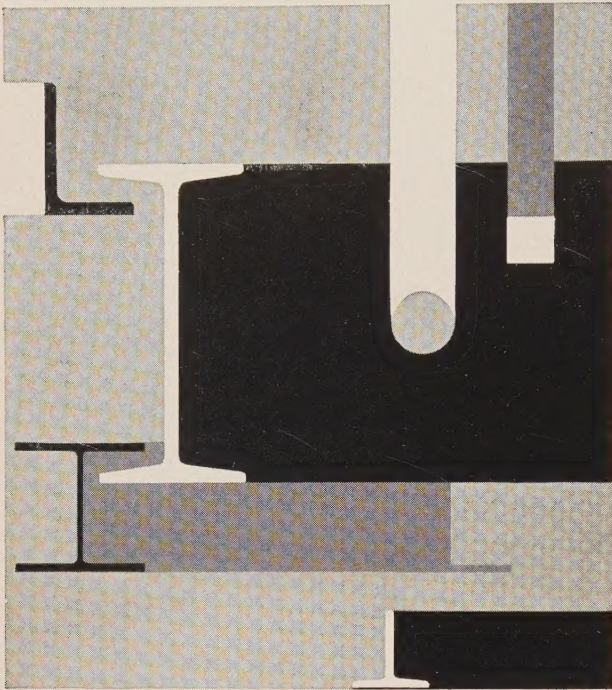
EIN
AUS



anlage einsetzen kann: zwei bis drei Arbeiter schaffen in kürzester Zeit jede gewünschte Menge Beton, noch dazu in gewichtsmäßig bestimmter Zusammensetzung! Fordern Sie unseren Prospekt W148, er zeigt Ihnen eine Reihe gut überlegter Baustellen, die mit der modernen Gewichts-Vorwahl der Pfister-Wiegeautomatik ausgerüstet sind.

Pfister-Waagen
Augsburg

Bauen mit Stahl



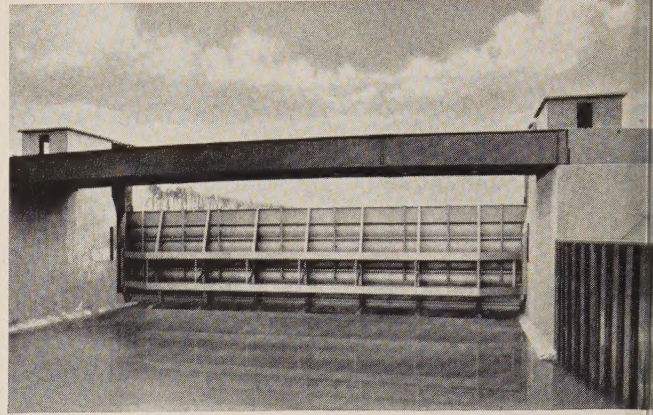
Der moderne Baustil und der Zwang zu größerer Wirtschaftlichkeit führen zur Entstofflichung der Baukörper. Im neuzeitlichen Stahlleichtbau werden massive Pfeiler und dickwandiges tragendes Mauerwerk ersetzt durch wenige, grazile und doch stabile Elemente — durch Bauelemente aus Stahl, die allen Beanspruchungen sicher gewachsen sind.

- Nennen Sie uns Ihre besonderen Interessen, wir senden Ihnen unsere einschlägigen Merkblätter.



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

Düsseldorf · Walzstahlhaus · Kasernenstraße 36 · Ruf 80617



Stahlwasserbauten

fertigen wir seit mehreren Jahrzehnten. Wir bauen Schleusentore modernster Bauart, wie umlegbare Hubtore u. Hubsenktoore, aber auch Stemmtore in klassischer Bauweise, Wehre und Sperrtore in den verschiedensten Ausführungen. Weiter liefern wir Stahlbrücken und Stahlhochbauten jeder Art und für jeden Zweck.

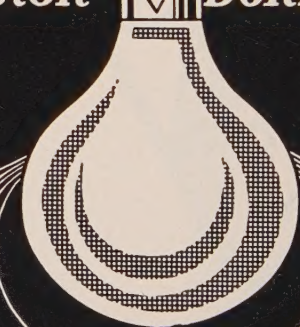
(Obiges Bild zeigt das von uns erstellte Sperrtor Haneckenfähr am Dortmund-Ems-Kanal)

Maschinenfabrik Esslingen

Esslingen a. N.

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



LORENZ & CO.

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF

LORENZ-BAU
G. M.B.H.
ISERLOHN
BREMERHAVEN

ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M.B.H.
LÜBECK-HAMBURG-KIEL

MINOX
Camera

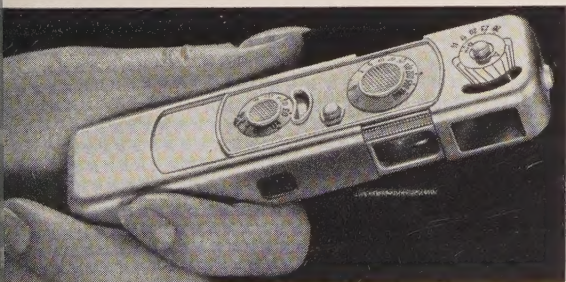


Unsere Kleinen zeigen es den Großen

Ja, so froh und unbeschwert müßte man sein wie die Kleinen beim Spiel. Warum eigentlich nicht? Ein Hobby, das viel Freude macht und wenig Mühe, macht das Leben lebenswerter. Fotografieren mit einer MINOX zum Beispiel.

Froh und unbeschwert fotografieren Sie mit der MINOX-Camera in der Familie, im Beruf, auf der Reise. Stets ist sie dabei. Ein Kinderspiel ist es, mit der MINOX richtig zu belichten. Es gibt kein Rechnen mehr, keine Zahlen sind abzulesen: Eine Marke auf einen Zeiger einspielen – schon stimmt die Belichtungszeit! Denn der eingebaute Belichtungsmesser der MINOX B ist mit dem Verschuß gekuppelt. Da macht schon allein das Fotografieren Spaß. Und wenn Sie die scharfen, brillanten MINOX-Vergrößerungen betrachten, ist die Freude riesengroß – bei Ihnen, Ihren Verwandten, Ihren Freunden.

Wo immer sich eine Gelegenheit bietet, Ihre MINOX ist dabei – in der Hos- oder Handtasche. Sie ist so wunderbar klein und leicht: kaum größer als ein Taschenmesser.



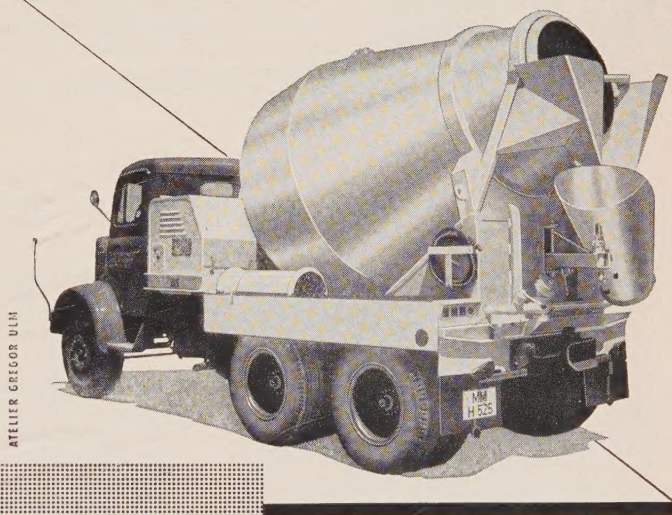
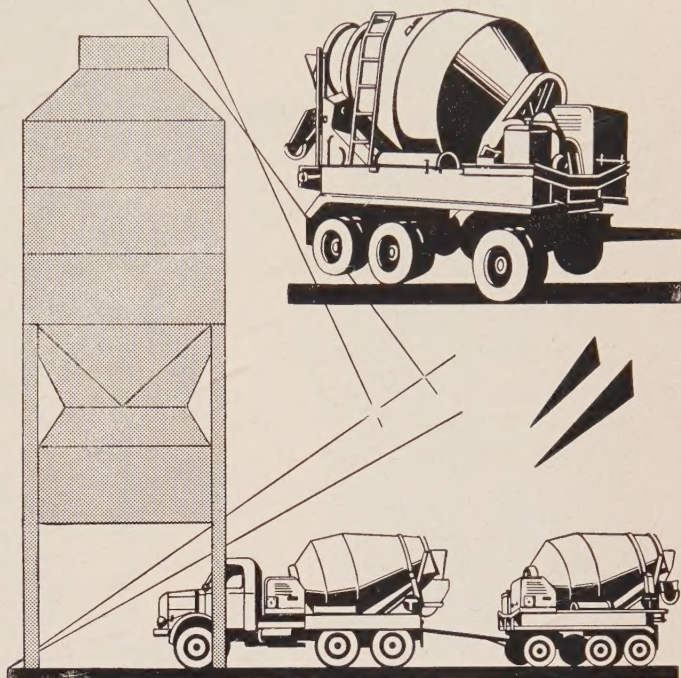
Im guten Fachgeschäft zeigt und erklärt man Ihnen die MINOX gern. Einen ausführlichen Prospekt und eine Original-MINOX-Aufnahme erhalten Sie kostenlos auch von

MINOX GmbH · Abt. Z · Gießen · Postfach 137

STETTER

AUTO-TRANSPORTBETON-MISCHER

für 2,3 und 4 cbm Fertigbeton



ATELIER GREGOR ULM

- Top- oder Endlader-Ausführung
- Antrieb durch separaten Benzin-, bzw. Diesel- oder über den Fahrgestell-Motor
- Elektrische Steuerung der Maschine
- Pneumatische Wasserdosieranlage

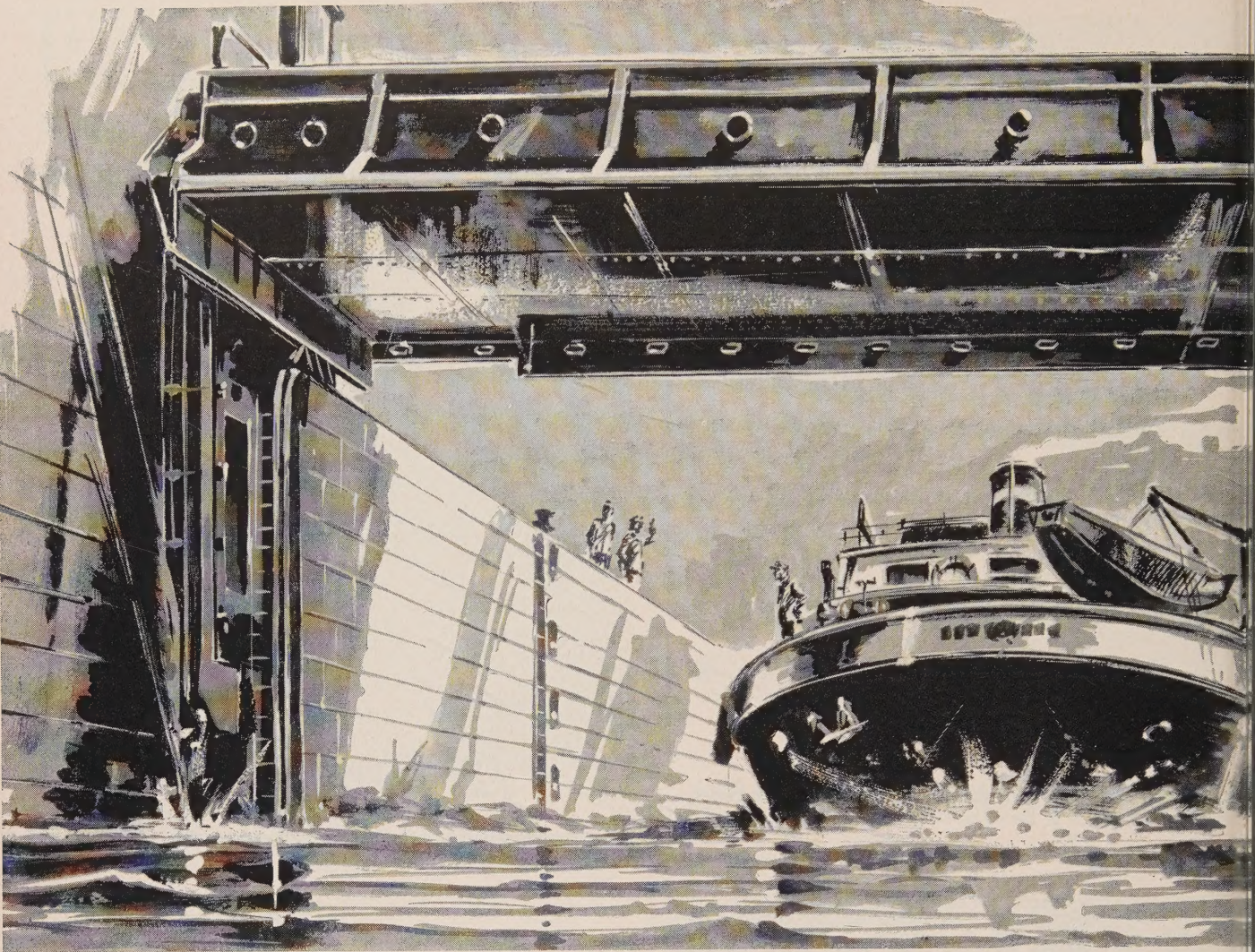


Fordern Sie bitte ausführliches Angebot an.

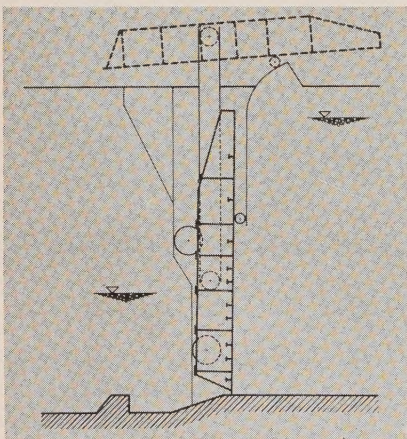
GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK

MEMMINGEN/ALLGÄU · POSTFACH 58

FERNRUF: 2031/32 · TELEGR.: STEBA MEMMINGEN · FERNSEHR.: 054 510



**Hubdrehtor Stuttgart-Cannstatt:
12000 Betriebsbewegungen ohne Beanstandungen**



Das neue Hubtorsystem (Hubdrehtor Bauart Dingler, DBP angemeldet), das wegen seiner kurzen Baulänge erstmals beim Unterhaupt der Doppelschleuse Stuttgart-Cannstatt angewandt worden ist, hat sich seit seiner Inbetriebnahme am 31. 8. 1958 voll bewährt.

Das charakteristische Merkmal dieses neuen Torsystems ist, daß die Bewegungen des geschweißten einteiligen Tores von der Tiefst- zur Höchstlage nur eine lotrechte Komponente aufweisen, wobei die zwangsläufige Drehung des Tores erst in der oberen Hälfte des Hubweges eingeleitet wird. Das angehobene Tor legt sich in der Endstellung mit der glatten Stauwand nach unten über die Schleusenklammer. Dies hat den wesentlichen Vorteil, daß z.B. Eisschollen, die sich beim Anheben des Tores in den Hauptträgern festsetzen, nicht auf unter das Tor durchfahrende Schiffe fallen können. Das Tropfwasser wird dabei mit starkem Gefälle seitlich abgeleitet, so daß bis zur Erreichung der Höchstlage alles Wasser entfernt ist.

Ein binnen kurzem erscheinender Aufsatz behandelt eingehend die beim Betrieb des Hubdrehtores Cannstatt gesammelten Erfahrungen. Bitte, schreiben Sie uns, damit wir Ihnen nach Erscheinen des Aufsatzes einen Sonderdruck zustellen können.

DINGLER

Inhaltsübersicht

	Seite
K 626.422.24 : 626.422.43	
Dipl.-Ing. H. Hacker , Eßlingen:	
umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. Mit 8 Abb.	453
K 693.625 : 666.9.015.8 : 539.61	
Prof. Dr.-Ing. F. Pilny u. Dipl.-Ing. W. Struck , Berlin:	
Frage der Putzhaftung auf Ytong. Mit 9 Abb.	456
K 624.154.001.24 : 624.131.5 : 624.04	
Dipl.-Math. K. Schneider , Schorndorf:	
Berechnung ebener und räumlicher Pfahlssysteme mit beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlneigung. Mit 7 Abbildungen	462
K 624.131.6 : 532 : 626.8	
Dipl.-Ing. A. Ytshar , Kairo:	
Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik. Mit 1 Abbildung	469
K 624.072.7 : 725.91 (73)	
Dr.-Ing. H. K. Bandel , New York:	
Kreisring-Kragträger im USA-Ausstellungsdom in Moskau. Mit 5 Abbildungen	472
K 624.131.522	
Dipl.-Ing. K. Fischer , Wien:	
linearen Zunahme der Steifenzahl <i>E</i> des Baugrundes mit der Tiefe. Mit 2 Abbildungen	473
K 624.073.111.04	
Ing. T. Jávör , Bratislava/ČSR:	
nige Bemerkungen zur Berechnung der schiefen orthotropen Platten. Mit 2 Abbildungen	474
K 624.043.7 : 627.821.001.57 : 627.83/.84	
totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld. Zuschrift zu dem gleichnamigen Beitrag von Dr.-Ing. R. Hiltscher und B. Pant. Von Dr. B. Cvetkov , Cooma, NSW / Australien. Mit 1 Abb.	476

Kurze Technische Berichte

K 624.35 : 625.745.1 (73)	
Greater New Orleans Bridge in USA. Mit 9 Abb.	477
K 626.4 (768) (047.6)	
ne Schleuse mit 30,5 m Hubhöhe an der Wilson-Staumauer. Mit 4 Abbildungen	480
K 697.84 : 624.012.46 : 693.56	
r Spannbeton-Exhaustschornstein des G 1-Reaktors in Marcoule. Mit 2 Abbildungen	482
K 624.151.6 : 624.154 : 624.131.221 (73)	
efgründungen in weichem Ton. Mit 4 Abbildungen	483
chbesprechungen	484
uerscheinungen	487
rschiedenes	487

Das Inhalts- und Sachverzeichnis für den 34. Jahrgang (1959) befindet sich in der Mitte dieses Heftes, zwischen den Seiten 470/471

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,
Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin • Göttingen • Heidelberg

Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart

Von Dipl.-Ing. Hermann Hacker, Eßlingen

K 626.422.24 : 626.422.43

Die 8 am Neckar im Auftrag der Neckarbauverwaltung erbauten umlegbaren Hubtore für die Unterhäupter der Doppelschleusen Marbach, Pleidelsheim, Poppenweiler und Hofen haben bisher günstige Betriebserfahrungen gezeitigt. Sie erforderten jedoch eine gewisse Baulänge für die Bewegung des Torkörpers bzw. für die Unterbringung des Antriebs und der Gegengewichte (Abb. 1).



Abb. 1. Unterhaupt der Schleuse Marbach.

In konsequenter Weiterentwicklung des als richtig erkannten Grundprinzips (Umlegen des Tores nach Unterwasser) hat die Maschinenfabrik Eßlingen einen Schleusenschluß entworfen, welcher bei allen Vorteilen des umlegbaren Hubtores mit einer wesentlich geringeren Baulänge des Schleusenhauptes auskommt.

Bei dieser als umlegbares Hubtor verkürzter Bauart bezeichneten Konstruktion steht der Verschlusskörper in der Schließlage senkrecht. Es ist als offenes Riegeltor konstruiert, d. h. die Stauwand wird von einem Trägerrost unterstützt, dessen horizontale Lauffläche die Belastungen aus Wasserdruck bzw. Eigengewicht in stützende Randträger ableiten.

Die Randträger stützen sich wie in halber Höhe des Unterwasserstandes mit kräftigen, in der Konstruktion fest gelagerten Rollbohlen auf je einen Rollwagen und sind außerdem im oberen Drittel der Torhöhe auf einfachen Rollen gelagert.

Rollwagen und Rollen laufen auf verschiedenen Laufschienen: Die Rollwagen in der Tornische senkrecht nach oben, die oberen Rollen zuerst senkrecht und im weiteren Verlauf der Hebung auf einer Kurvenbahn in Richtung Unterwasser.

So erhält der Verschlusskörper nach dem Durchfahren der sogenannten Entleerungsstellung (8–1 m über Drempe) die für das umlegbare Hubtor charakteristische Drehung. Er liegt in der Höchstlage mit stützender Konstruktion im erforderlichen lichten Abstand zum Unterwasser horizontal und verschwindet dabei hinter einer in der Regel unterwasserseitig vom Unterhaupt geordneten Schleusenbrücke.

Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart eignet sich sowohl für Schleusentore als auch für Sperrtore.

Gegenüber normalen oder geteilten Hubtoren mit ihren massig wirkenden Türmen sind für die Unterbringung des Windwerks lediglich niedrige Windwerkhäuschen erforderlich, welche die Schleusenbrücke nur wenig überragen und architektonisch so gestaltet werden können, daß sie auch in einer flachen Landschaft in keiner Weise stören.

Das umlegbare Hubtor ist denkbar einfach konstruiert und denkbar günstig, was Dichtung, Lagerung und Unterhaltung betrifft.

Für den Antrieb kommen je nach dem Verwendungszweck normale ein- oder dreifach gelagerte Schleusenketten oder Gelenkzahnstangen mit Lenkern in Betracht. Bei Sperrtoren genügen Schleusenketten, während bei Schleusentoren mit täglich oftmals wiederholten Bewegungen dem Gelenkzahnstangenantrieb wegen des geringeren Verschleißes der Vorzug zu geben sein dürfte.

Ein umlegbares Hubtor verkürzter Bauart als Sperrtor wurde von der Maschinenfabrik Eßlingen für das Neubauamt Meppen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster im Jahre 1958 geliefert und bei Hanekenfähr in der dort neu errichteten zweiten Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals eingebaut.

Ein Querschnitt dieses Sperrtores ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Der Verschlusskörper hat eine lichte Weite von 30 m, die Höhe vom Drempe bis zur Oberkante des geschlossenen Tores beträgt 7,19 m, das Gefälle von Oberwasserspiegel bis Unterwasserspiegel beim Sperrbetrieb 3,19 m, das Gewicht des Verschlusskörpers ca. 74 t.

Einen Gesamteindruck der Anlage vermittelt die perspektivische Darstellung Abb. 3.

Es folgt eine Beschreibung der technischen Einzelheiten dieser Anlage.

Konstruktion des Verschlusskörpers

Der Verschlusskörper besteht aus teils geschweißter, teils genieteter Konstruktion. Für die Stauwand wählten

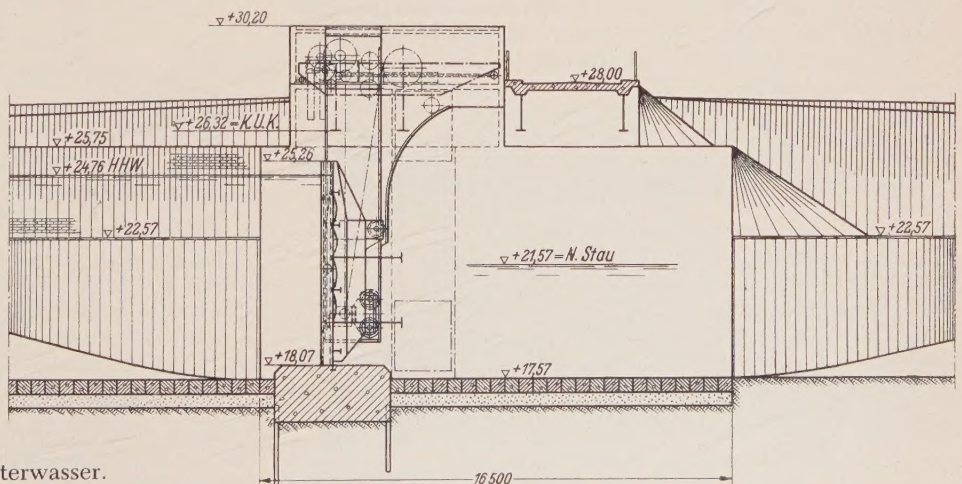


Abb. 2. Querschnitt durch umlegbares Hubtor verkürzter Bauart.

wir Tonnenbleche, wie bei anderen von uns in letzter Zeit ausgeführten Anlagen. Nur im obersten bzw. untersten Feld der Stauwand sind Flachbleche vorgesehen, die den Zug der Tonnenbleche aufnehmen. Die Tonnenbleche benötigen keine weiteren Aussteifungen, wir sparen Gewicht. Sie sind außerdem in Längsrichtung sehr beulsteif und

konnten daher ganz zum Querschnitt der Haupttragriegel gerechnet werden. Für eine Entwässerung in der waagerechten Höchstlage ist Vorsorge getroffen.

Die Stauwandbleche sind in Längsrichtung auf den 2 Haupttragriegeln und 5 sekundären Riegeln gelagert. Erstere nehmen den gesamten Wasserdruck auf das Tor auf, letztere sind unterstützt durch in Abständen von 4 m angeordnete Vertikalträger, welche die Auflagerdrücke der sekundären Riegel in die Hauptriegel übertragen. Die Stauwandbleche sind zwischen den Stehblechen der Vertikalträger auf Kontakt eingeschweißt.

Die 2,4 m hohen Hauptriegel liegen zum resultierenden Wasserdruck des Betriebsfalls symmetrisch, werden also gleich belastet. Sie sind an ihren Enden an vertikalen Randträgern angeschlossen, die sich ihrerseits mit den Drehbolzen bzw. den oberen Rollen auf die Laufschiene stützen.

Zu beachten ist, daß der Torkörper unterhalb des unteren Hauptriegels schmaler gestaltet wurde, so daß die

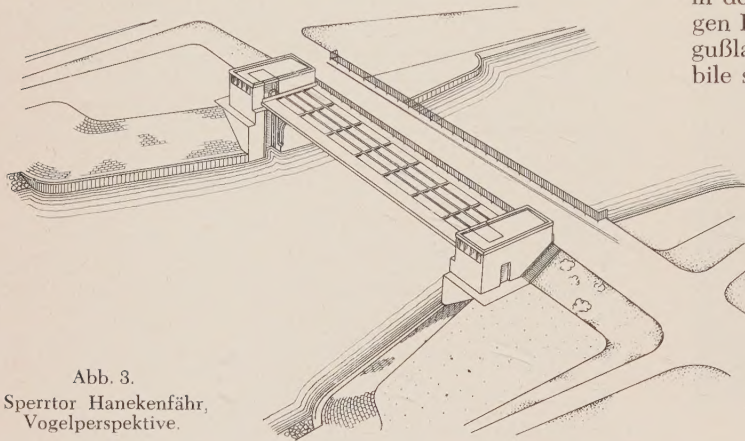


Abb. 3.
Sperrtor Hanekenfähr,
Vogelperspektive.

Nischen nicht bis zum Drempe heruntergezogen werden mußten. Der Durchflußquerschnitt ist bis zur Füllstellung nicht durch die Nische gestört. Es können sich keine Wirbel bilden, und die Gefahr, daß Schwimmstoffe sich in der Nische ablagern, ist weitgehend vermieden.

Dichtung

Eine Gummileiste zwischen Stahlschneiden bildet die Sohlendichtung. Die Seitendichtung wurde in der bei den Schleusen Marbach und Pleidelsheim mit bestem Ergebnis erprobten Form ausgeführt. Federbleche sind am Tor unter Zwischenschaltung eines federnden Gummigelenkes befestigt und legen sich an die seitlichen Armierungen mittels einer gezogenen Aluminiumleiste an. Die Armierungen sind dabei am Drempe etwas enger gestellt als oben, so daß sich die Dichtung beim Heben des Tores von der Anlagefläche ablöst. Vorteile der beschriebenen Anordnung: eine sehr geringe Reibung bei ausgezeichneter Dichtigkeit sowie ein sehr geringer Dichtungsverschleiß.

Lagerung des Tores

Die Lagerung des Tores bilden zwei Rollwagen. In diesen Rollwagen ist das Tor mit schweren, im Torkörper eingespannten Bolzen drehbar gelagert. Das Mittelstück des Rollwagens mit dem Drehlager ruht schwenkbar auf einem Kippplager, das die zentrische Übertragung der Auflagerkräfte auf den eigentlichen Rollwagen auch bei durchgebogenem Tor gewährleistet. Der eigentliche Rollwagen besteht aus zwei Rollen mit Bolzen und Lagerstücken, zwei als Pendel ausgebildeten Seitenwangen und dem Unterteil des Kippplagers, auf dem das Mittelstück ruht. Vorteil dieser Konstruktion: Längenänderungen und Durchbiegungen des Torkörpers können völlig zwängungsfrei erfolgen, die Laufflächen der Rollen müssen nicht ballig ausgeführt werden.

Da die Bewegungen des Tores nur bei sehr geringen Wasserdrücken (Schleusenfall) bzw. ohne Wasserdruck erfolgen, wurden für die Lagerung des Drehbolzens und der

Rollen Rotgußbüchsen gewählt. Sie sind in den Rollen geteilt, so daß eine Fettkammer entsteht. Diese Art der Lagerung hat den Vorteil großer Unempfindlichkeit und erfordert keine besonderen Maßnahmen hinsichtlich Abdichtung.

Die größere Reibung kann in Kauf genommen werden, weil die Auflagerdrücke bei Bewegung des Tores wie wähnt nur verhältnismäßig klein sind. Selbstverständlich können die Rollen, wenn dies gewünscht wird, auch mit den bei Wehren sonst üblichen Wälzlager ausstattet werden.

Der Rollwagen ist mit Schienenräumern ausgerüstet. Am Mittelstück ist eine gefederte Gegenrolle angeordnet, welche die Aufgabe hat, die Hauptlaufrollen in allen Torsstellungen mit einem positiven Druck gegen die Laufschiene zu pressen.

Die Schleusenkette für die Torbewegung und das Gegengewicht greifen am verlängerten Hauptbolzen drehbar an.

Für die obere Torführung sind zwei einfache Rollen in den Randträgern des Tores starr gelagert und mit besonderen Laufflächen versehen. Auch diese Rollen sind mit Rotgußlagern ausgerüstet. Spurkränze gewährleisten die seitliche Führung des Verschlusskörpers.

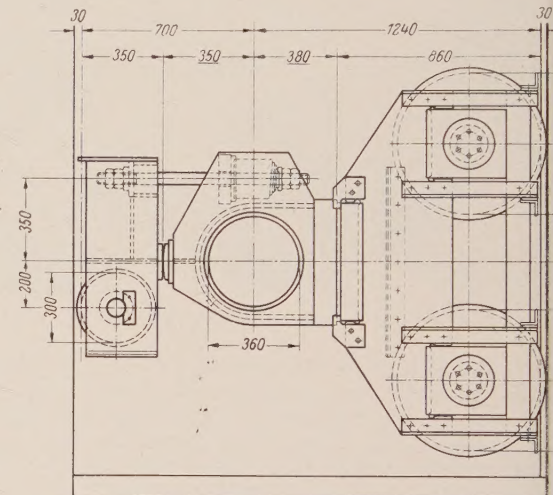


Abb. 4. Rollwagen, Ansicht.

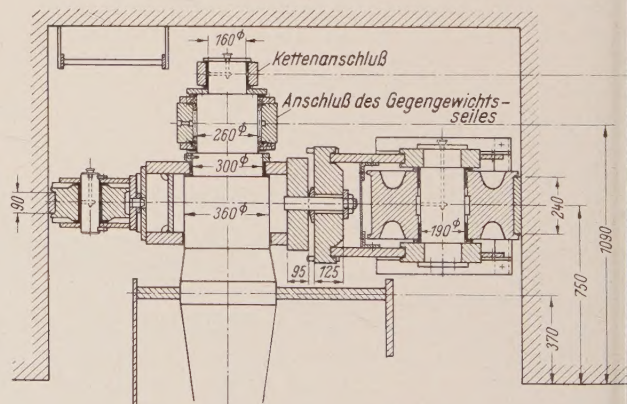


Abb. 5. Rollwagen, Querschnitt.

Zur Sicherung des Tores gegen Winddruck vom Unterwasser ist etwa 1,6 m oberhalb des Drehpunktes auf jeder Torseite eine gefederte Rolle am Tor befestigt, die etwa bis zur Höhe der Schleusenplattform auf einer besonderen Schiene läuft und das Kippen des Tores verhindert. Über ist das nach Unterwasser drehende Gewichtsmoment des Tores bereits so groß, daß eine genügende Sicherheit gegen Kippen bei einem Winddruck von 0,05 t/m² vorhanden ist.

Gegengewichte

Ein Teil des Torgewichts ist durch 2 Gegengewichte ausgeglichen, die sich in senkrechten, unterwasserseitig

geordneten dichten Schächten bewegen. Ihr Gewicht wurde so gewählt, daß im geschlossenen Zustand des Tores noch ein Übergewicht von ca. 1 t/lfm als Schließdruck zur Verfügung steht. Aufgehängt sind sie über je ein einfaches Seil und eine Umlenkrolle. Die Umlenkrolle ist so angeordnet, daß die bei höherer Torlage abnehmende Vertikal- komponente des Torgewichts durch die zunehmende Schräg- lage des Gegengewichtsseiles etwa ausgeglichen wird. Die Zugkraftlinie der Kette zeigt Abb. 6.

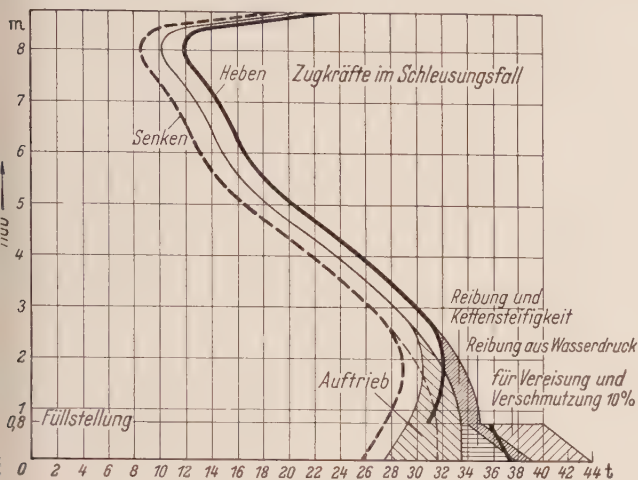


Abb. 6. Zugkraftlinie.

Das Gegengewicht hängt am Seil im Grundriß etwas exzentrisch, so daß es stets unter einem gewissen horizontalen Druck mit Hilfe von Rollen auf den vertikalen Gegengewichtsführungsschienen aufliegt.

Es sind wasserseitig zwei Führungen und landseitig eine Führung angeordnet. Das Gegengewicht erhält dementsprechend auf der Wasserseite zwei untere und auf der Landseite eine obere Führungsrolle. Es ist also statisch bestimmt gelagert. Ein ruhiger, verklemmungsfreier Lauf ist gewährleistet.

Die Gegengewichte bestehen aus einem stählernen Rahmen mit Anhängerkonstruktion, der mit Schwerspat-Schrottbeton ausgefüllt ist.

Mit Rücksicht auf die voraussichtlich nur seltene Torbewegung wurden bei der Bemessung der Seile eine Sicherheit gegen Bruch von $\nu = 5$ und ein Seilscheibendurchmesser von 1600 mm als ausreichend für die Gewährleistung einer langen Lebensdauer erachtet.

Antrieb

Wegen der geringen Geschwindigkeiten (7 und 21 mm/s beim Sperrtor mit Schleusungsmöglichkeit) wurde für die Übertragung der Antriebskräfte auf den Torkörper eine gewöhnliche 3fach gelagerte Schleusenkette auf jeder Seite gewählt. Die bei diesen Geschwindigkeiten auftretenden Massenkraften (max. 3 kgm) sind so klein, daß sie beim Aufsetzen des Tores auf den Drempel ohne weiteres von der elastischen Dichtung verarbeitet werden können. Die Ketten laufen in Höhe des Antriebs über ein Ritzel und werden im unteren, oberwasserseitigen Teil des Windwerkshauses beim Heben des Tores gestapelt. Der Antrieb besteht wie üblich aus verschiedenen Stirnradvorgelegen, einem Stirnradgetriebe und dem einseitig angeordneten Elektromotor mit einer Leistung von 13,5 kW. Der Motor ist polumschaltbar, so daß mit 2 Geschwindigkeiten gefahren werden kann.

Die Übertragung der Antriebskraft auf die andere Torseite erfolgt über Kegelräder und eine an der Brücke gelagerte Verbindungs- welle. Um die Schwungmasse des Motors zu bremsen und den Antrieb festzuhalten, ist eine Backenbremse mit Motordruckerbetätigung gewählt worden. Eine Überlastungsschutzkupplung schaltet den Antrieb bei unvorhergesehenen Bewegungswiderständen ab. Bedarfsweise kann ein Handantrieb benutzt werden, der

mit einer Lastdruckbremse ausgestattet ist und nur eingerückt werden kann, wenn vorher die elektrische Zuleitung zum Motor durch einen Hebelendschalter unterbrochen wurde.

Das Schließen des Tores bei ausfallendem Strom kann man wegen des beträchtlichen Übergewichts auf einfache Weise durch Lüften des Motordruckerbremshebels von Hand bewirken.

Die maximale Senkgeschwindigkeit wird dabei durch eine Öldruckbremse auf 1600 Motorumdrehungen/min begrenzt. Ein Drehzahlmesser ist eingebaut.

Verriegelung des Tores

Das Tor kann in Höchststellung durch einen Riegelbolzen festgehalten werden. Der Riegel liegt in Höhe Windwerksplattform neben der oberwasserseitigen Nischenbegrenzung. Bei Betätigung der Verriegelung wird gleichzeitig durch einen Hebelendschalter die Anlage stromlos gemacht.

Die Riegel sind so bemessen, daß sie das ganze Torgewicht bei Ausbau der Antriebsketten und des Gegengewichts aufnehmen können.

Abdeckung des Windwerkshauses

Über der Tornische ist eine Holzabdeckung in Form eines leicht abnehmbaren Deckels vorgesehen, dessen Abmessungen (ca. 2,0 × 2,5 m) so gehalten sind, daß durch die freie Öffnung sämtliche Antriebs- bzw. maschinellen

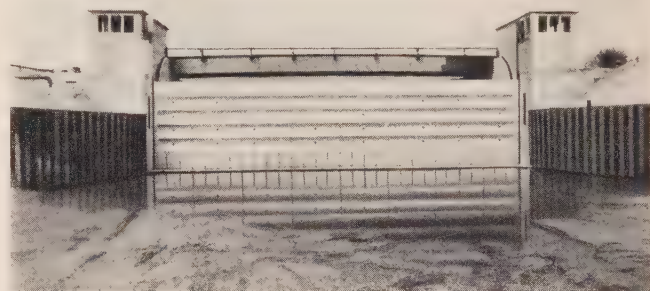


Abb. 7. Sperrtor Hanekenfähr, Ansicht von Oberwasser.

Teile am Tor bequem ausgebaut werden können. Der Ausbau selbst erfolgt mit einem von Fall zu Fall schnell aufgestellten Holzmast oder Derrick, so daß auf stationäre Hebezeuge verzichtet werden kann.

Es darf noch erwähnt werden, daß die Nischen im Windwerkshaus durch eine Blechverkleidung gegen Witterungseinflüsse abgeschlossen werden, so daß die Maschinenteile in einem vollkommen geschlossenen Raum stehen.

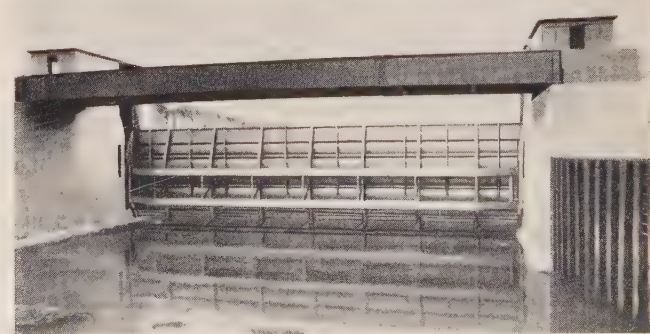


Abb. 8. Sperrtor Hanekenfähr, Ansicht von Unterwasser.

Wird das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart als Schleusentor verwendet, so gilt die vorstehende Beschreibung sinngemäß. Lediglich der Antrieb ist für die beim Schleusenbetrieb erforderlichen Geschwindigkeiten auszu- legen.

Abb. 7 und 8 zeigen Ansichten des fertigen Sperrtores von Oberwasser bzw. von Unterwasser.

Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong

Von Prof. Dr.-Ing. Franz Pilny und Dipl.-Ing. Werner Struck, Berlin

DK 693.625 : 666.9.015.8 : 539.61

Ein Schadensfall, bei dem beträchtliche Teile des Außenputzes nach 1½ Jahren wieder abfielen, gab den Anlaß, die Beanspruchung näher zu untersuchen, der die Haftfläche zwischen Ytong und aufgebrachtem Putz infolge Schwindung ausgesetzt ist. Die Behauptung, in den Ytong, der die Schwindung durch Dampfharthen bereits hinter sich hätte, würden durch das Schwinden beim Abbinden des frischen Mörtels unübertragbare hohe Schubspannungen eingeleitet werden, stand die Erfahrungstatsache entgegen, daß die Schäden in der Regel erst zu einer Zeit auftraten, wenn die Hauptschwindung längst abgeklungen war, und daß auch zahlreiche Bauwerke mit einwandfrei haftenden Putzschichten existieren.

Selbst bei bekanntem Schwindverhalten von Ytong und Putzmörtel macht die genaue und auch die näherungsweise rechnerische Erfassung der Schubspannungsverteilung noch erhebliche Schwierigkeiten, weil die maximale Schubbeanspruchung zwischen Putz und Ytong in der Nähe der Ränder der Verbindungsfuge auftritt, während am Ende derselben die Schubspannungen aus theoretischen Überlegungen heraus schon wieder der Null sein müssen.

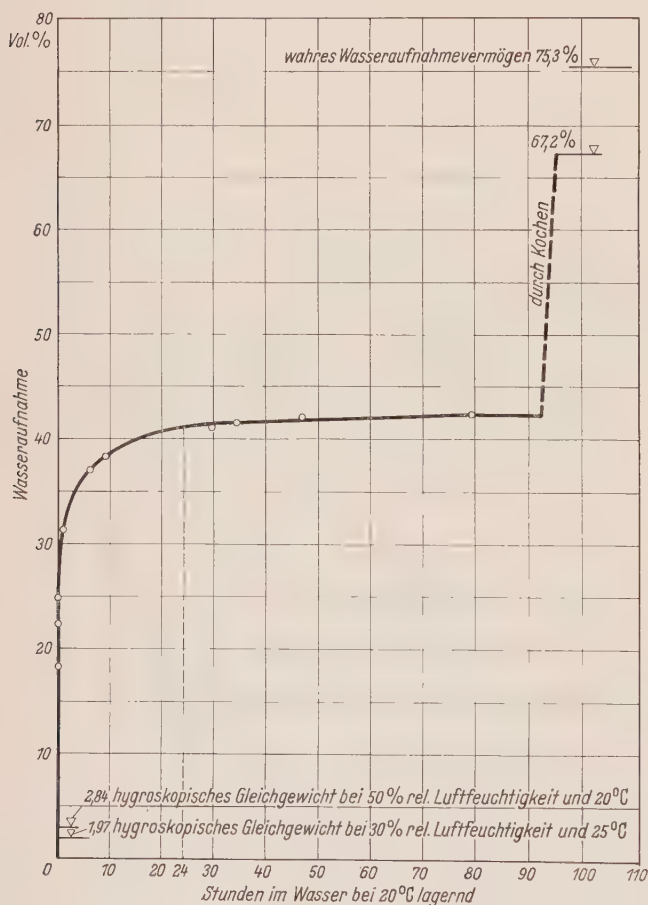


Abb. 1. Wasseraufnahme von Ytong B 25.

Selbst wenn man den Fall als eben betrachtet, ist für das bei Berücksichtigung der Rand-, Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen auftretende Eigenwertproblem eine exakte Lösung den Verfassern bisher nicht bekannt geworden. Erschwerend kommt noch hinzu, daß die Verbindungsfuge einer Unstetigkeitsstelle entspricht, bei der alle Materialkennwerte „springen“. Auch Reihenentwicklungen haben wegen der Konvergenzstörungen an den Fugenrändern (Gibbsche Erscheinung) [1] bisher keine befriedigenden Lösungen ergeben.

Praktisch kommt, wie im folgenden gezeigt werden soll, noch der Einfluß einer Feuchtigkeitswanderung vom Ytong zum Mörtel hinzu, der, rechnerisch kaum erfassbar, einen zeitlich verschobenen Ablauf der Längenänderungen in beiden Stoffen zur Folge hat.

Es wurde daher zunächst das Zusammenwirken der beiden Materialien unter Berücksichtigung des beim Bau normalerweise angewandten Vornässens während einer langsamen Austrocknung empirisch untersucht.

Das Wasseraufnahmevermögen

Ytong B 25, ein aus Branntkalk, Hochofenschlacke, Steinkohlenfilterasche mit Aluminiumpulver als Treibmittel hergestellter gemischtporiger Leichtbeton, enthält — je nach Lagerung und Transporteinflüssen — bei Anlieferung gewöhnlich zwischen 3,5 und 20 Volumprozent Feuchtigkeit. Entsprechend Lufttemperatur und -feuchtigkeit stellt sich mit der Zeit gemäß dem hygroskopischen Gleichgewicht ein Feuchtigkeitszustand ein, der für die bei den Versuchen angewandten zwei Klimazustände (20° C und 50 % sowie 25° C und 30 %) mit 2,84 und 1,97 % gemessen und in Abb. 1 eingezeichnet worden ist [2]. Da die mittlere Luftfeuchtigkeit und die Temperatur selbst in den heißesten Monaten Juli/August z. B. in Berlin bei 70 % und 18° C liegt [3], sind diese Klimazustände sicher bedeutend ungünstiger als die wirklichen Baustellen-Verhältnisse und tragen zu einem beschleunigten Versuchsablauf und einer strengeren Beurteilung der Rißgefahren in der gewünschter Weise bei.

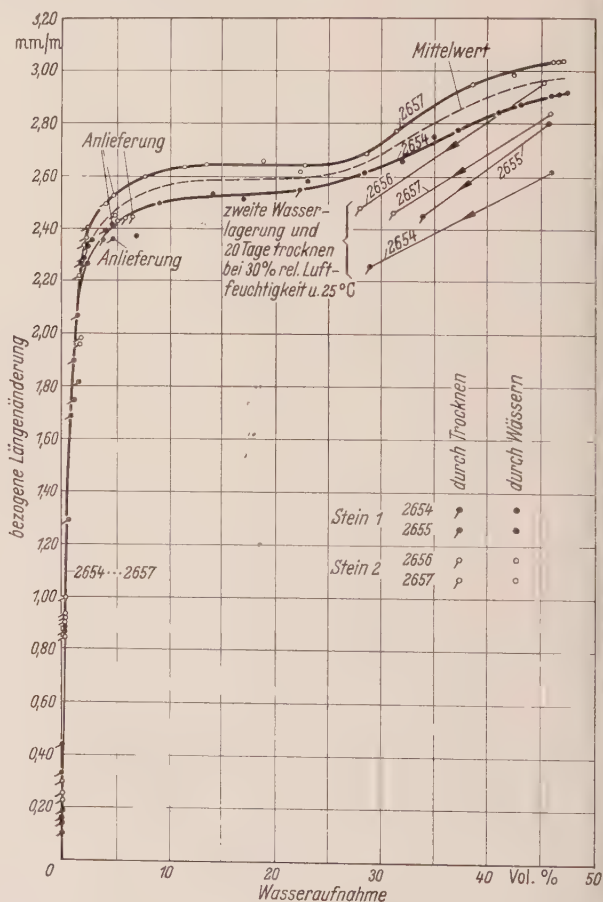


Abb. 2. Längenänderung von Ytong B 25 infolge Wasseraufnahme

Das Aufnahmevermögen bei Wasserlagerung ist deshalb von großem Interesse, weil sich, wie im Bauhandwerk allgemein bekannt ist, nur nach genügendem Vornässen eine einwandfreie Putzhaftung erzielen läßt. Ytong saugt wegen seiner Gemischtporigkeit zunächst binnen wenigen Minuten über 25 Volumprozent Wasser auf (Abb. 1). Danach wird die Wasseraufnahme stetig kleiner und kann für praktische Verhältnisse nach 24 Stunden als abgeklungen bezeichnet werden. Nur noch 1,2 % Zuwachs an Wasseraufnahme sind bis zum Ende des vierten Tages zu erwarten. Die Ytongporen sind dann aber noch lang nicht alle mit Wasser voll gefüllt. Aus dem Zusammenhang zwischen Raumgewicht und Wichte ergibt sich nämlich der Hohlraumgehalt und damit das nur theoretisch erreichbare wahre Wasseraufnahmevermögen zu

$$W_{\max}^{\% \text{ Vol}} = \frac{\gamma - \gamma_{\text{trocken}}}{\gamma} 100 = \frac{2040 - 504}{2040} 100 = 75,3\%$$

Durch mehrstündiges Kochen und anschließendes Abkühlenlassen, bei dem Wasser durch die sich zusammenziehenden Restluft einschlüsse in die Poren eingesaugt wird, aus denen vorher ein weiterer Teil erwärmter und ausgedehnter Luft entwichen war, wurden 67,2 % Wassergehalt erreicht.

Aus diesem Verhalten ist ersichtlich, daß bei Ytong die Wasseraufnahmegeschwindigkeit stark vom Grad der jeweiligen Sättigung abhängt. Der restliche Porenraum läßt sich durch einwässern nicht mehr füllen und die letzten Feuchtigkeitsreste bei normaler Temperatur nicht mehr austreiben [4].

Die Längenänderungen von Ytong bei Wasseraufnahme

Die an 4 Ytongprismen (100 × 100 × 490 mm) gemessenen Längenänderungen zeigt Abb. 2. Je eine Steinhälfte von zwei Steinen wurde dabei aus dem Anlieferungszustand von ca. 4,6 % Feuchtigkeit heruntergetrocknet und anschließend eingewässert, die zweiten Hälften sind dagegen zuerst in Wasser gelagert und erst anschließend getrocknet worden. Dabei zeigte es sich, daß einmal wasserreife gemachte Proben, sobald sie wieder durchfeuchtet werden, weder die gleiche maximale Wasseraufnahme noch die gleiche Längenzunahme wieder erreichen, die sie vor dem Trocknen hatten, weil vermutlich das Füllen der Mikro- und Makroporen längere Zeit braucht. Auch beim anschließenden nochmaligen Heruntertrocknen auf kleinere Feuchtigkeitsgehalte blieben die Probekörper entsprechend kürzer. Somit im Anlieferungszustand eingewässerte Proben ergaben dagegen bei anschließendem Trocknen Längenänderungen, welche durch die vorübergehende Wasseraufnahme beeinflusst waren.

Alle Längenänderungen wurden auf eine Probenlänge bezogen, die der Körper bei 0 % Wassergehalt angenommen hätte. Diese mußte jeweils durch Extrapolation ermittelt werden, da beim Trocknen bis in die Nähe von 0 % Feuchtigkeit wegen der Wiederaufnahme von Wasser aus der Raumluft während des Abkühlens auf die Meßtemperatur eine Längenzunahme auftrat, welche in diesem Bereich relativ groß ist. Durch Einwickeln in eine Plastikaut konnte die Wasseraufnahme während der 24stündigen Kühlzeit auf ca. 0,1 % beschränkt werden.

Alle Längenmessungen sind in einem temperatur- und feuchtigkeitsgeregelten Klimaraum auf einer Schwindmeßvorrichtung, Bauart Hummel, mit elektrischer Berührungsanzeige auf mindestens $\pm 5 \mu$ genau gemessen worden [5].

Als Folgerung aus den Messungen ergibt sich, daß das 4stündige Einwässern vor der Verarbeitung, wie es z. B.

bei der Mantelbetonbauweise mit Ytongsteinen üblich ist, oder ein ausgiebiges Besprengen mit Wasser vor der Putzaufbringung ein Quellen des Ytongs hervorbringen kann, das ungefähr einem Drittel des Schwindmaßes vom Putz entspricht.

Die Abflachung der Schwind-Kennlinien in der Mitte bedeutet, daß bei beginnender Durchfeuchtung — ausgehend vom Anlieferungszustand — zunächst keine großen Quellungen zu erwarten sind, solange sie nicht bis in die Nähe der Sättigung führt.

Die Austrocknung kann nur bis zum hygroskopischen Gleichgewichtszustand erfolgen. Ihr entspricht bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 30 % und bei 25 °C ungefähr ein Wassergehalt von 2 % und eine unbehinderte Ytongschwindung von maximal 0,25 bis 0,30 mm/m. Bei Sonnenanstrahlung oder Wind können diese Werte jedoch wesentlich ungünstiger werden. Ein vollständiges Austrocknen von Ytong mit z. B. 4,5 % Anfangsfeuchtigkeit kann im Verband dann Risse erzeugen, da das Schwinden bis zu 2,4 mm/m betragen würde.

Verwendete Probearten

Im Bauwerk ist der Mörtel mit dem Ytongstein verbunden und beide können nicht ungehindert schwinden oder quellen. Sie werden sich durch die Längenänderungen, welche durch den Abbinde- und Trockenvorgang entstehen, gegenseitig auf Zug oder Druck beanspruchen.

Zum versuchsmäßigen Erfassen dieser Wechselwirkungen sind die Probekörper nach Abb. 3a hergestellt worden.

Das Verputzen erfolgte erst nach Anwerfen eines Zementspritzputzes, der die übergroße Porosität der Oberfläche herabmindern sollte. Aus früheren Versuchen und von der Praxis her ist es nämlich bekannt, daß Mörtel an der Berührungsschicht infolge zu starken Wasserentzuges verdurstet, wenn die Poren nicht durch einen am Vortag aufgetragenen Zementspritzputz zumindest zum Teil geschlossen werden. Unterläßt man dies, so muß mit bedeutend schlechterer Haftung und stellenweise unter Umständen mit dem Abfallen der Putzschicht gerechnet werden. Der dünnflüssige Zementspritzputz hatte die Zusammensetzung:

- 1 Gewichtsteil Zement PZ 275
- 2 Gewichtsteile Natursand 0/5 und
- 0,75 Gewichtsteile Wasser.

Nach 24 Stunden wurde die rund 2 cm starke Putzschicht auf die senkrecht gestellte Fläche angeworfen. Für den Putzmörtel ist die Zusammenstellung in Anlehnung an eine bewährte Ausführung wie folgt gewählt worden:

- 1 Gewichtsteil Portlandzement PZ 275
- 0,5 Gewichtsteile Kalkhydrat
- 3 Gewichtsteile Natursand 0/3 und
- 0,84 Gewichtsteile Wasser.

Auf zweischichtige Putzausführung wurde im Versuch bewußt verzichtet, weil sie die zu erwartenden Beanspruchungen herabgemindert hätte.

Die Stirnflächen der Ytongbalken hatten für die Schwindmessung Meßzapfen und die beiden freien Seitenflächen weitere 24 Meßstellen mit je 100 mm Meßlänge. Dadurch konnte auch einigermaßen Aufschluß über die Verteilung der Längenänderungen in Balkenlängsrichtung gewonnen werden.

Die zu verputzenden Ytongbalken wurden zunächst, um für alle Proben unabhängig von der Anlieferungsfeuchtigkeit zu werden, bis zur Gewichtsgleiche bei 110 °C getrocknet. Nach 7 Tagen anschließender Wasser-

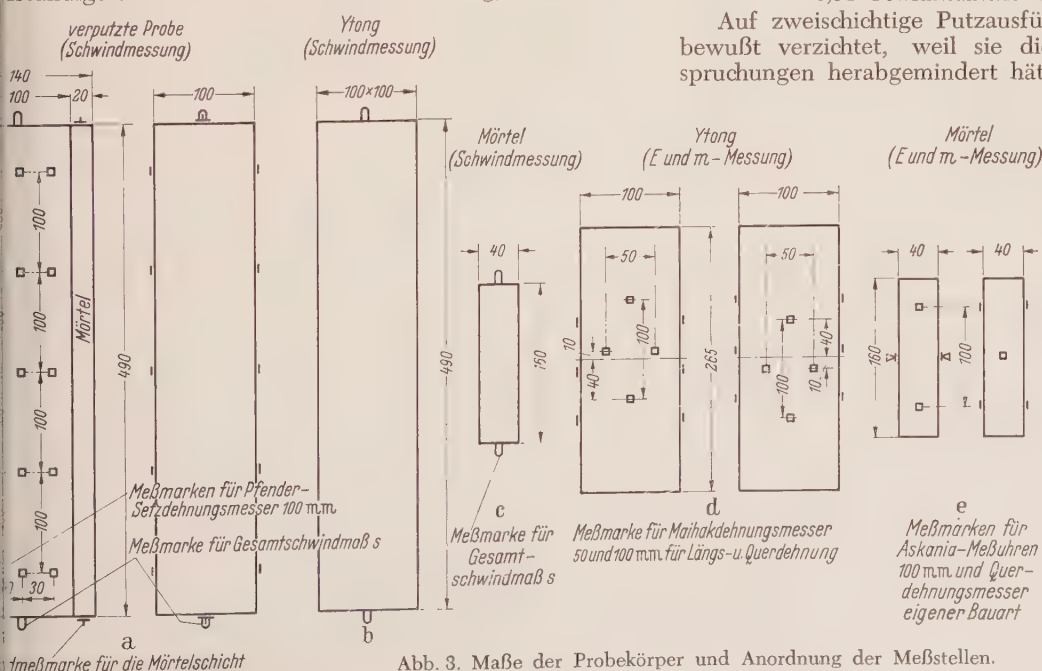


Abb. 3. Maße der Probekörper und Anordnung der Meßstellen.

lagerung waren im Mittel 44,4 Volumprozent Wasser aufgenommen worden. Der nun angeworfene Spritzputz blieb 24 Stunden bei 50 % relativer Luftfeuchtigkeit und 20° C im Klimaraum. Danach wurden die Proben zur Nachahmung des am Bau vorgeschriebenen Nassens nochmals 10 s lang mit der bespritzten Fläche in Wasser 50 mm tief eingetaucht und nahmen dabei im Mittel 1,34 Volumprozent Wasser auf. Anschließend wurde der Putz auf die zwei senkrechten Flächen von Hand aus angeworfen.

Aus gleicher Mischung wurden 6 Mörtelbalken hergestellt. Die Festigkeitswerte für Ytong stammen aus Proben, die aus Steinen der gleichen Lieferung herausgeschnitten worden sind. Bei Prüfung ergaben sich folgende Mittelwerte aus 3 Versuchen:

Material	Alter Tage	Druckfestigkeit kg/cm ²	Biege- zugfestigkeit kg/cm ²	E-Modul kg/cm ²	m°
Ytong	—	23,7 (am 10-cm- Würfel)	6,25	7 960	6,0
Mörtel	188	140,5 (am 4×4×16-cm- Balken)	39,7	95 900	7,7

* Poissonsche Konstante.

Die Lagerung dieser Proben erfolgte so wie bei allen anderen zunächst in einem Klimaraum (50 %, 20° C), dessen Trockenwirkung vom 83. Versuchstag an nach Abklingen der ersten Schwindung durch Umstellen auf 30 % relative Luftfeuchtigkeit und 25° C erhöht wurde.

Am 174. Versuchstag sind alle Balken bei 110° C getrocknet und einer vorher durch eine Kreissäge in unmittelbarer Nähe der Haftflächen zwischen Mörtel und Ytong zerteilt worden. Mit den beiden anderen geschah dies erst nach dem Trocknen in gleicher Weise. Aus den Längenänderungen der freigewordenen Mörtelschichten und der Ytongmittelstücke konnte auf die Richtung der Schwindsubspannungen in den Haftschichten geschlossen werden.

Die unbehinderten Längenänderungen von Mörtel und Ytong sind unter genau gleichen Lagerungsbedingungen an drei weiteren Schwindmeßmörtelbalken (40 × 40 × 160 mm) und an einem Ytongbalken (100 × 100 × 490 mm) mitgemessen worden.

Meßergebnisse

Wie vorauszusehen, war der zeitliche Ablauf der Schwindung bei nackten und verputzten Proben verschieden und ein Rückschluß auf gleiches Verhalten ist nicht ohne weiteres möglich, weil verschieden große Oberflächen und Rauminhalte vorliegen und außerdem eine Feuchtigkeits- und Wasserdampfwanderung (Dampfdiffusion) vom feuchteren zum trockeneren Probenteil stattfindet [6].

Abb. 4 zeigt nun das mittlere Verhalten der Proben während der 185tägigen Klimallagerung und anschließender Trocknung.

In den ersten zwei Tagen ergab sich sowohl bei den Mörtelbalken als auch bei den verputzten Proben praktisch kein Schwinden, was wohl damit zu erklären ist, daß noch ein Wasserüberschuß in den großen Poren vorhanden war, der zunächst herausverdunstete. Bei den Mörtelbalken begann die Verkürzung nach dem 2. Tag mit 0,2 mm/mTag und war nach 80 Tagen auf 0,002 mm/mTag abgeklungen.

Bei den Ytongbalken setzte dagegen sofort nach der Lagerung großes Schwinden ein, welches den stark abfallenden Geraden in Abb. 2 zwischen 45 und 25 % Wassergehalt entspricht, die gleichfalls durch zweites Austrocknen eingewässerter Ytongbalken erhalten wurden. Am 6. Versuchstag waren die großen Poren so weit ausgetrocknet, daß der Kapillardruck darin verschwand, wodurch das Schwinden des Ytongs zum Stillstand kam [7]. Erst vom 20. Tage an, als auch die Wandungen der großen Poren so weit trocken waren, daß die Mikroporen von der Austrocknung betroffen wurden, setzte ein weiteres, der Langsamkeit dieses Vorganges entsprechendes neues Schwinden

ein, das nach rund 80 Tagen schon weitgehend abgeklungen war.

Für die verputzten Probekörper gilt wegen des bewährten Zusammenhanges, daß bei verschiedenen schwindenden Putz und Ytong Normalspannungen von solcher Größe entstehen müssen, daß die daraus folgenden Dehnungen bzw. Stauchungen zusammen mit den Schwindverformungen, die bei freier Ausdehnungsmöglichkeit entstanden wären, wieder für beide Stoffe gleiche Längen in der Verbindungsfläche ergeben.

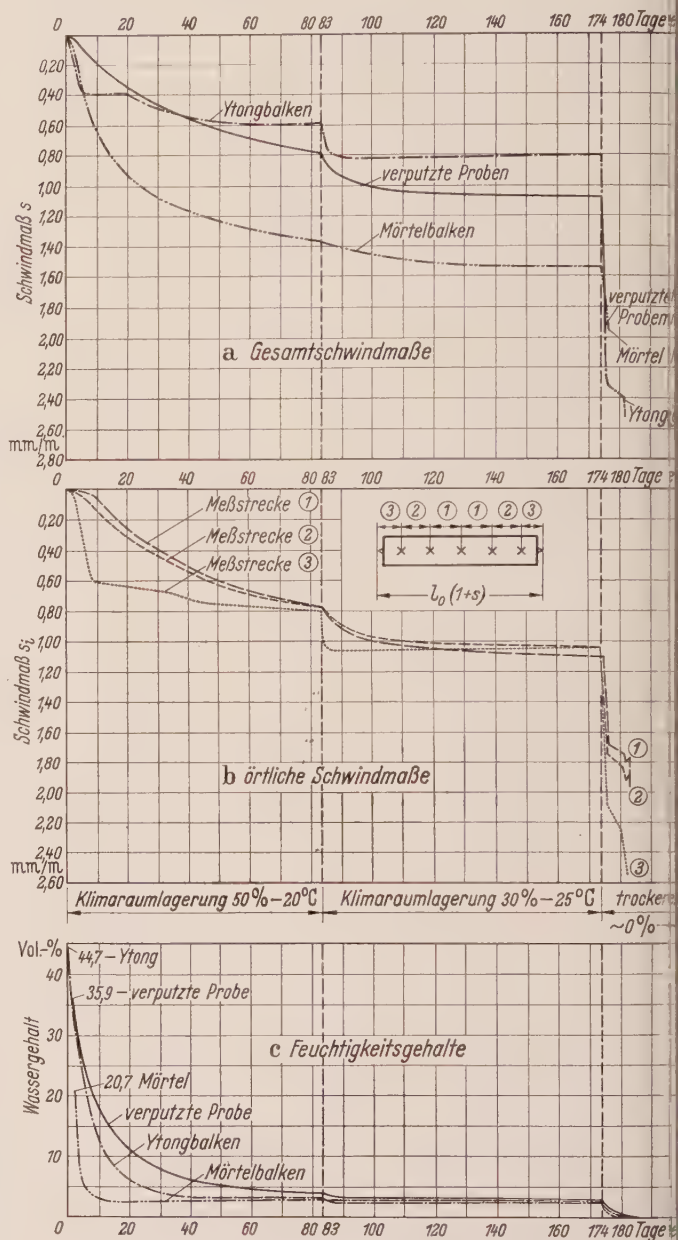


Abb. 4. Schwindmaße und Feuchtigkeitsgehalte der Probekörper während der Versuchszeit.

Eine weitere zwingende Folge davon ist, daß die bezogene Längenänderung des verputzten Balkens immer nur zwischen den Längenänderungen der getrennt schwindenden Putzmörtel- und Ytongbalken liegen kann. Abb. 4 zeigt aber, daß dies ungefähr bis zum 37. Versuchstag nicht zutrifft. Dies läßt sich aus der die Feuchtigkeit erhaltenden Wirkung der Mörtelschichten und durch eine bei verputzten Balken auftretende Wasserwanderung vom Ytong zum Mörtel erklären.

In Abb. 4c ist zu erkennen, daß der auf das Gesamtvolumen bezogene Wassergehalt sowohl bei verputzten als unverputzten Ytongproben annähernd gleich und später bei der ersten Art sogar größer blieb. Nachdem der Mörtel

Volumeneinheit viel weniger Wasser aufnehmen kann, muß bereits auch für den Anfangsbereich geschlossen werden, daß der Ytong in den verputzten Balken bedeutend nasser geblieben ist als in den unverputzten. Die Feuchtigkeit ist aus dem Ytong dabei dauernd in die Mörtelschicht nachgewandert, wodurch ein Schwinden derselben zunächst ausblieb. Die beachtenswerte Folge davon war, daß der Mörtel statt Zug- nun Druckspannungen erhielt, weil der Ytong sich durch Wasserabgabe in diesem sättigungsnahen Bereich mit ca. 0,018 mm/m je 1 % Wasserverlust verkürzte. Es trat also genau das Gegenteil davon ein, als man nach der Anschauung „frischer Mörtel schwindet auf dampfgehärtetem, nicht mehr schwindenden Ytong“ erwartet hätte.

Die schützende Wirkung der Mörtelschicht gegen Wasserverdunstung dauerte praktisch bis zum Ende der Versuche an. Bei gleichen Lagerungsbedingungen blieb die Feuchtigkeit gegenüber unverputzten Proben rd. 1 % höher.

Mörtel und Ytong zeigen nach längerer Lagerzeit, wie aus Abb. 4c zu erkennen ist, das Bestreben, im hygrokopischen Gleichgewichtszustand annähernd die gleiche Feuchtigkeit zu halten. Dies scheint dadurch verständlich, daß beim Ytong die großen Poren und im Mörtel die relativ großen Zuschlagstoffkörner für die Feuchtigkeitsbildung nicht mit herangezogen werden. Ist aber der Mörtel unmittelbar mit dem Ytong verbunden, so bekommt er als feinporiger Stoff je Volumeneinheit mehr Wasser vom Ytong, als in diesem selbst schließlich verbleibt. Dies geht aus der am 174. Versuchstag zerschnittenen Probe 2614 hervor, in welcher der Mörtel 4,28 Volumprozent Wasser gegenüber 2,07 % im Ytong aufwies. Auch bei den im Trockenschrank nahezu vollständig entwässerten beiden anderen Proben war nach dem Zerschneiden die Restfeuchtigkeit deutlich verschieden: 0,56 Volumprozent im Mörtel entsprachen 0,30 % im Ytong.

Die Feuchtigkeitswanderung vom Ytong zum Mörtel hat zur Folge, daß die Schwindung des Mörtels gegenüber der des Ytongs zunächst zeitlich stark zurückblieb. Der Mörtel würde für sich allein ja wesentlich mehr schwinden als der Ytong, wie aus Abb. 4a hervorgeht. Im Verbund ist dies umgekehrt.

Auch die vorgenommenen örtlichen Dehnungsmessungen, die in Abb. 4b dargestellt sind, lassen dies mit Sicherheit erkennen.

Die Längenänderungsmessungen bei Schwindversuchen können leider, auch wenn der E -Modul bekannt ist, nicht auf Spannungen umgerechnet werden, weil die Schwindverformung ε_s keine Normalspannung hervorruft. Da nun aber angenommen werden kann, daß die reine Schwindverkürzung sich in erster Näherung gleichmäßig über die Balkenlänge verteilen wird, so kann aus dem Unterschied zwischen örtlich gemessenen Längenänderungen auf durch Schubspannungen in den Haftflächen eingeleitete Normalspannungen im Ytongquerschnitt geschlossen werden. Betrachtet man nun diese in Abb. 4b aufgetragenen örtlichen Längenänderungen der über die Balkenlänge aneinandergereihten Meßstrecken (Mittelwerte aus 2×6 Messungen je Diagrammpunkt), so fällt zunächst auf, daß die in der Mitte liegenden Meßstrecken 1 ihre Länge bis zum 8. Versuchstag nahezu gar nicht änderten, während dagegen der an den Enden liegende Restabschnitt 3, dessen Schwindung aus der Gesamtlängenänderung und der Summe der Meßstreckenlängenänderungen durch Differenzbildung errechnet werden konnte, bis zu diesem Tag den Hauptanteil an der Gesamtverkürzung beitrug. Dies kann so gedeutet werden, daß sich vor allem im Balkenmittelteil über die Schwindung eine Zugdehnung überlagert hat, welche dort die Verkürzungen nahezu wieder aufhob. Da jeder Zugspannung im Ytong Schubspannungen in den Haftflächen entsprechen, muß der Mörtel aus Gleichgewichtsgründen dabei gleichzeitig eine Druckspannung bekommen. In den ersten Tagen zeigt sich also in unmittelbarer Nähe der Probekörperenden (Abb. 5) eine Schubspannungsspitze.

Ungefähr nach dem 8. Versuchstag stellte auch der Schwind des Verbundbalkens sein Schwinden vorübergehend

nahezu ein, weil der Kapillardruck in den großen Poren durch fortgeschrittenes Austrocknen nachläßt und das vollständige Trockenwerden noch einige Zeit braucht, ohne daß die Wasserfüllung in den Mikroporen davon betroffen wird. Da die Putzschichten zwar vom Ytong Wasser nachgeliefert bekommen, außen aber sicherlich austrocknen, wird sich in ihnen ein Feuchtigkeitsgefälle einstellen. Die mittlere Schwindungsverminderung gegenüber den Mörtelbalken reicht zur Vermeidung einer Zugspannung in der Putzschicht aus. Auch ist die Mörtelschwindung, wie Abb. 4a zeigt, in der Nähe des 83. Versuchstages noch weniger abgeklungen als die des Ytongs. Die örtlichen Längenänderungen der drei Meßstrecken an den Verbundbalkenhälften werden daher einander annähernd gleich und erreichen den Wert der Gesamtschwindung der Probekörper. Die Schubspannungsspitze ist demnach wieder abgebaut worden.

Bei der nahe dem 83. Versuchstag beginnenden Verschärfung der Austrocknungswirkung durch trockeneres Lagerklima wurden die örtlichen Längenänderungen wieder verschieden, wie aus Abb. 4b zu erkennen ist.

Mit fortschreitender Wasserabgabe muß aber die Feuchtigkeitswanderung zum Mörtel einmal zu Ende

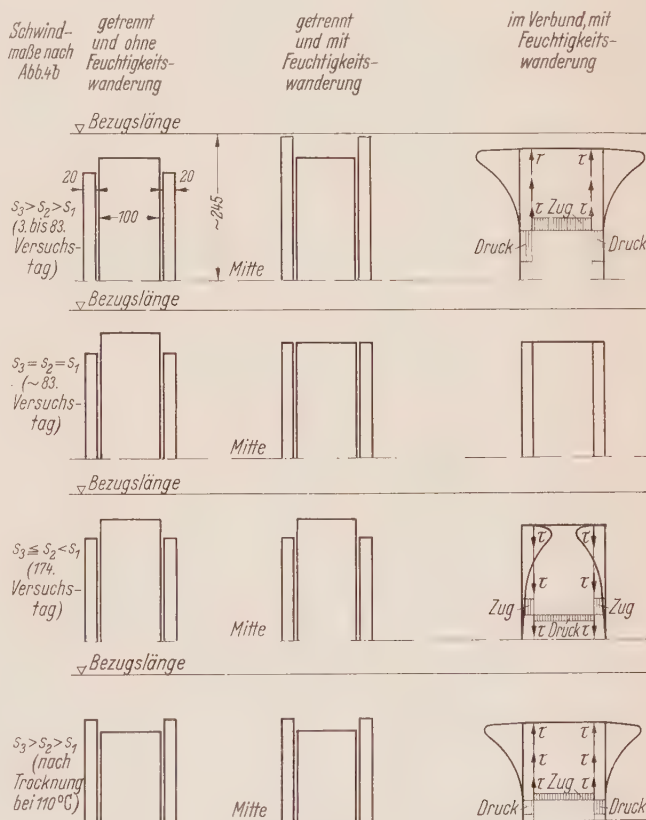


Abb. 5. Schematische Darstellung des Verhaltens der Probekörper während der Versuchszeit.

gehen. Dann nähert sich das Verhalten von Ytong und Mörtel im Verbundkörper demjenigen der unverputzten Vergleichsproben: Der Mörtel schwindet jetzt mehr als der Ytong. Die Folge davon ist, daß der Ytong zusammengedrückt wird, da er ja wegen des Verbundes die gleiche Gesamtlänge beibehalten muß. Der Mörtel erfährt dabei entsprechend den Elastizitäts- und Flächenverhältnissen (Gl. 11) eine Zugbeanspruchung. Die Schubspannungen kehren dadurch ihre Richtung bei fortschreitender Austrocknung um, was aus der gegenläufigen Reihenfolge der Schwindmaße am 174. Versuchstag in Abb. 4b zu erkennen ist. Auch das Verhalten der am gleichen Tage aufgeschnittenen Probe 2614, deren Ytongteil — vom Mörtel getrennt — um 0,24 mm/m wieder länger wurde, beweist diese Spannungsumkehrung.

Bei der Ofentrocknung, die praktisch vorkommende extreme Klimaverhältnisse nachahmt, kehren sich dann die Spannungsverhältnisse abermals um. Jetzt kommt die bedeutend größere Schwindung des Ytongs bei extrem geringem Feuchtigkeitsgehalt zur Wirkung (Abb. 4a). Dazu trägt die Tatsache bei, daß ihm nicht die kräftige Stützwirkung, welche der bedeutend gröbere Sand dem Mörtel gewährt, zur Verfügung stehen. Am 183. Versuchstag bei fast 1 % Feuchtigkeit zersägte Proben zeigten ein Zusammenziehen des herausgelösten Ytongkörpers um $s_{\text{ges}} = 0,143$ bzw. $0,051$ mm/m. Die Längenänderungen und die zu erwartenden Spannungen sind in Abb. 5 schematisch für die einzelnen typischen Zustände dargestellt.

Einige theoretische Überlegungen zum Zusammenwirken von Mörtelschicht und Ytong

Über das Zusammenwirken können ohne genaue Kenntnis des Gesamtbildes vom Spannungszustand nur folgende formelmäßige Aussagen gemacht werden. Es soll dabei angenommen werden, daß beide Materialien homogen seien und daß für den Bereich der vorliegenden Beanspruchungen das Hookesche Gesetz gelte.

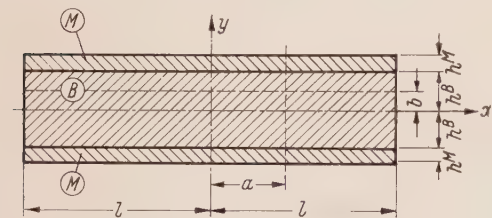


Abb. 6. Lage des beidseitig mit Mörtel verputzten Ytong-Probekörpers im gewählten Koordinatenkreuz.

Aus Gleichgewichtsgründen unter Berücksichtigung der Symmetrie muß zunächst — mit den Bezeichnungen von Abb. 6 —

$$\int_{h^B}^{h^B+h^M} \sigma_x^M(x=a; y) dy + \int_0^{h^B} \sigma_x^B(x=a; y) dy = 0 \quad (1)$$

und

$$\int_0^l \sigma_y(x; y=b) dx = 0 \quad (2)$$

sein.

In der Verbindungsfuge $y = h^B$ gilt für jede Stelle x

$$\sigma_y^M = \sigma_y^B = \sigma_y \quad (3)$$

und

$$\varepsilon_x^M = \varepsilon_x^B. \quad (4)$$

Bezeichnet man mit ε_s^M bzw. ε_s^B den absoluten Betrag der Schwindung, die Mörtel (M) bzw. Leichtbeton (B) für sich allein erfahren würden, wenn in der Verbindungsfuge keine gegenseitige Beeinflussung der Ausdehnungsmöglichkeit bestehen würde, so kann man für Gl. (4) unter Verwendung von Gl. (3) auch schreiben:

$$-\varepsilon_s^M + \frac{1}{E^M} (\sigma_x^M - \nu^M \sigma_y) = -\varepsilon_s^B + \frac{1}{E^B} (\sigma_x^B - \nu^B \sigma_y) \quad (5)$$

oder mit $\sigma_x^B(x; h^B)/\sigma_x^M(x; h^B) = -\kappa(x)$ und anders geordnet

$$(-\varepsilon_s^M + \varepsilon_s^B) E^M = -\left(\frac{E^M}{E^B} \kappa(x) + 1\right) \sigma_x^M - \left(\frac{E^M}{E^B} \nu^B - \nu^M\right) \sigma_y. \quad (5a)$$

Da am Ende der Verbindungsfuge ($x = l$) wegen des „freien Randes“ $\sigma_x = 0$ sein muß, wird dort unabhängig von allen anderen Überlegungen

$$\sigma_y(l; h^B) = -\frac{(-\varepsilon_s^M + \varepsilon_s^B) E^M}{\left(\frac{E^M}{E^B} \nu^B - \nu^M\right)}, \quad (6)$$

d.h. es tritt am Ende normal zur Verbindungsfuge eine Zugspannung auf, wenn der Mörtel mehr als der Leichtbeton schwindet. Im umgekehrten Fall entsteht dagegen

eine Druckspannung, sofern wie im vorliegenden Fall $\frac{E^M}{E^B} \nu^B > \nu^M$ ist.

Die linke Seite von Gl. (5a) ist von x unabhängig. Im Bereich $0 \leq x \leq l$ muß σ_y wegen Gl. (2) das Vorzeichen wechseln. Daraus folgt, daß der Ausdruck

$$\left[-\left(\frac{E^M}{E^B} \kappa(x) + 1\right) \sigma_x^M\right]$$

in demselben Bereich einmal kleiner und einmal größer als $(-\varepsilon_s^M + \varepsilon_s^B) E^M$ sein muß.

In genügender Entfernung vom Rand ist es für den Spannungszustand in der Verbindungsfuge augenscheinlich ohne Bedeutung, ob die gegenseitige Ausdehnungsbehinderung aus Einzelverdübelung oder flächenhafter Schubspannungsübertragung in Randnähe besteht. Das heißt genügend weit vom Rand entfernt wird $\sigma_y \rightarrow 0$, und

$\left[-\left(\frac{E^M}{E^B} \kappa(x) + 1\right) \sigma_x^M\right]$ hat damit den in Abb. 7 gezeigten qualitativen Verlauf.

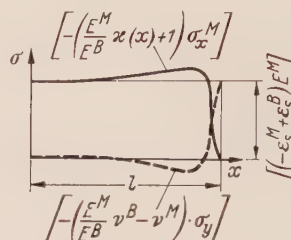


Abb. 7. Schematische graphische Darstellung der Formelansätze der Gleichung (5a).

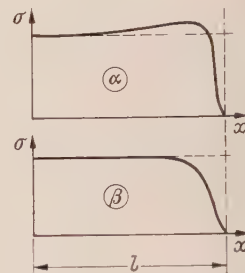


Abb. 8. Wahrscheinlicher (a) und nichtwahrscheinlicher (b) Verlauf von σ_x .

Damit muß der Verlauf von σ_x qualitativ von der Form α (Abb. 8) sein, da es keine zwei Funktionen der Form β gibt, die summiert eine Funktion der Form α ergeben, und außerdem kein hinreichender Grund dafür sichtbar ist, daß sich der Verlauf von σ_x^B längs x grundsätzlich qualitativ von dem Verlauf von σ_x^M unterscheiden sollte.

Die Verteilung der Schubspannungen ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung am Element

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = -\frac{\partial \tau}{\partial y} \quad (7)$$

und mit dem bei ähnlichen Problemen häufig verwendeten Ansatz

$$\sigma_x = g(y) \cdot f(x) \quad (8)$$

zu $\tau = -\int g(y) dy \cdot \frac{df(x)}{dx}, \quad (9)$

Abb. 9. Möglicher Verlauf von τ

d.h., der Verlauf von τ längs x entspricht qualitativ dem Verlauf von σ_x und damit der Abb. 9.

Wegen der willkürlichen Wahl des Lösungsansatzes gemäß Gl. (8) ist aber der hier eingezeichnete Verlauf von τ nicht in allen Einzelheiten als logisch zwingend anzusehen, sondern nur als Resultat einer allgemein üblichen Betrachtungsweise.

Für die Berechnung des Gesamtschwindmaßes der verputzten Probe setzt man zweckmäßigerweise in erster Näherung $\kappa(x) = \text{konstant}$. So ergibt sich z. B. bei Annahme eines im jeweiligen Bereich von y unabhängigen σ_x aus Gl. (1)

$$\kappa(x) = h^M/h^B \quad (10)$$

und damit an den Stellen bei $\sigma_y = 0$

$$\sigma_x^M = -\frac{(-\varepsilon_s^M + \varepsilon_s^B) E^M}{\left(\frac{E^M h^M}{E^B h^B} + 1\right)}, \quad \sigma_x^B = +\frac{(-\varepsilon_s^M + \varepsilon_s^B) E^M h^M/h^B}{\left(\frac{E^M h^M}{E^B h^B} + 1\right)}. \quad (11)$$

integriert man Gl. (5a) und berücksichtigt Gl. (2), so erhält man

$$\int_0^l \sigma_x^M dx = - \frac{(-\epsilon_s^M + \epsilon_s^B) E^M}{\left(\frac{E^M h^M}{E^B h^B} + 1 \right)} \cdot l. \quad (12)$$

damit kann die bezogene Längenänderung des verputzten Probek balkens

$$s = \frac{2 \Delta l}{2l} = \frac{1}{l} \int_0^l \left[-\epsilon_s^M + \frac{1}{E^M} (\sigma_x^M - \nu^M \sigma_y^M) \right] dx$$

der Form geschrieben werden:

$$= -\epsilon_s^M - \frac{(-\epsilon_s^M + \epsilon_s^B)}{\left(\frac{E^M h^M}{E^B h^B} + 1 \right)} \quad \text{oder} \quad s = -\epsilon_s^B - \frac{(-\epsilon_s^B + \epsilon_s^M)}{\left(1 + \frac{E^B h^B}{E^M h^M} \right)}. \quad (13)$$

Es zeigt sich also, daß auf die gesamte Längenänderung die Abweichung von σ_x vom mittleren Wert nach Gl. (11) einen Einfluß hat, da sich ihr Beitrag ebenso wie der von ϵ_s heraushebt, wenn man den Näherungsansatz nach Gl. (10) für ausreichend hält.

Dem zahlenmäßigen Vergleich der obigen Formeln mit den Versuchsergebnissen steht leider der zeitlich verhöbene Schwindungsablauf infolge der Feuchtigkeitswanderung entgegen. Nur bei der am 174. Versuchstage zerschnittenen Probe 2614 läßt sich quantitativ in diesem Zusammenhang etwas aussagen.

Der Ytong hatte sich im Verbund um 1,08 mm/m verkürzt. Nach dem Zerschneiden ging diese Verkürzung um 24 mm/m zurück und der Ytong wies 2,07 %, der Mörtel 28 % Wassergehalt auf. Der unverputzte Ytong hatte zu der Zeit bei ebenfalls 2,07 % Wassergehalt ein Schwindmaß von 0,79 mm/m, der Mörtel allein dagegen 2,62 % und 1,54 mm/m.

Da der Wassergehalt des Mörtels vom Verbundkörper bedeutend größer als 2,62 % war, ist anzunehmen, daß $\epsilon_s^B < 1,54$ mm/m blieb. Beim Ytong dagegen mit überstimmendem Wassergehalt kann mit $\epsilon_s^B = 0,79$ mm/m gerechnet werden.

So ergeben sich nach Gl. (13) und mit den Werten in Tabelle 1 und den mittleren Abmessungen der Probe 2614 $h^B = 5,03$ cm, $h^M = 2,23$ cm, $\epsilon_s^M = 1,135$ mm/m und damit nach Gl. (11 u. 10) die mittleren Normalspannungen $\sigma_x^M = 5,21$ kg/cm², $\sigma_x^B = -2,31$ kg/cm².

Der Ytong steht demnach unter Druck und müßte beim Lösen der Verbindung um $2,31/7960 \cdot 10^3 = 0,29$ mm/m länger werden.

Die Übereinstimmung des berechneten Wertes 0,29 mm/m mit dem gemessenen Wert 0,24 mm/m kann in diesem Rahmen als gut bezeichnet werden, da schon eine Änderung der Werte ϵ_s^M und ϵ_s^B um ± 5 % infolge der Rechenempfindlichkeit der benutzten Formeln für den errechnbaren Wert der Verlängerung die Grenzen 0,20 und 0,35 mm/m ergibt.

Folgerungen für die Praxis

Schließt man aus diesen Ergebnissen auf das Verhalten im Bauwerk, so ist die Berücksichtigung der versuchsbedingten Verschiedenheiten von Mauerwerk und Probek balken unerlässlich. Der Feuchtigkeitsentzug wird nicht in allen Fällen so extrem sein, wie er beim Versuch absichtlich gewählt worden ist. Die Austrocknung verläuft auch nicht so stetig. Sie kann vielmehr durch immer wieder eintreffende Durchfeuchtungen stark verzögert oder durch Wärme und Wind beschleunigt werden. Durch diese Hin- und Herbewegungen kann die Wasserreserve, die für die Mörtelschicht vorrätig gehalten wird, im Bauwerk verhältnismäßig länger ausreichen. Außerdem liegt der Ytong dort

nicht, so wie es bei der Balkenprobe der Fall war, an vier Seiten frei. Auch örtlich unterschiedliches Verhalten ist zu erwarten, denn die Inhomogenität hat schon bei den Versuchsbalken z. B. dazu geführt, daß manche bei Wasserlagerung nach einiger Zeit nur einseitig untergingen. Es erscheint jedoch gerechtfertigt, aus den Versuchen zumindest auf die grundsätzliche Art des Zusammenwirkens zwischen Ytong und Putzschicht zu schließen.

Bei der bauüblichen Anfeuchtung der Ytongsteine braucht demnach vollständige Sättigung keinesfalls angestrebt zu werden, weil dann die Schwindung anfangs noch vergrößert wird. Anzustreben ist nur eine genügende Wasserreserve für die Mörtelschicht. Der max. Feuchtigkeitsgehalt des Ytongs 25 mit 504 kg/m³ Trockengewicht sollte danach bei Putzaufbringung rund 30 Volumprozent nicht überschreiten.

Je nach Austrocknungsgrad des Ytongs können in der Putzschicht Zug- oder Druckspannungen entstehen. Bei mittleren Feuchtigkeitsgehalten überwiegt das Schwindmaß des Mörtels, bei extremer Sonnenbestrahlung das Schwindmaß des Ytongs. Voraussetzung für das Entstehen von Putzschäden ist aber in beiden Fällen eine mangelhafte Haftung der Mörtelschicht auf dem Ytong. Im ersten Fall entstehen Risse, im zweiten Hohlstellen und Abplatzungen.

Bei der Haftung des Ytongs am Kernbeton, wie sie bei der Mantelbetonbauweise wünschenswert ist, dürften die Verhältnisse ähnlich liegen. Eine Durchfeuchtung des Kernbetons durch den Ytong wird aber hier weniger wirksam, weil die Dicke desselben wesentlich größer ist. Beim Austrocknen des Ytongs kann aber auch dabei erwartet werden, daß die Schubspannungen so gerichtet auftreten, wie es dem sich im Vergleich zum Beton relativ stärker verkürzenden Ytong entspricht, vorausgesetzt, daß dieser mit entsprechend hohem Wassergehalt eingebaut worden ist und sich daher am steilen Kurventeil (Abb. 2) bewegt. 24stündiges Einwässern würde diesen Sättigungsgrad zur Folge haben. Die Druckspannungen im Außenputz können z. B. bei der Mantelbetonbauweise durch Kriechen des Kernbetons noch vergrößert werden.

Zusammenfassung

Die Schwindung von Ytong ist zwar durch Dampfhärtung wesentlich vermindert, er ändert jedoch bei Feuchtigkeitsaufnahme oder -abgabe im gesättigten oder fast trockenen Bereich besonders stark seine Länge. Dies hat zur Folge, daß gut vorgehärtete Ytongsteine mit der Putzschicht anders zusammenarbeiten, als man gemeinhin annehmen würde: Nicht die Mörtelschwindung beansprucht zunächst die Haftfläche, sondern der entquellende Ytong, der den Putz gleichzeitig feucht hält. Erst nach anhaltender Trocknung kehren sich die dadurch in umgekehrter Richtung wirkenden Schubspannungen wieder um und erreichen dann keinesfalls mehr Höchstwerte. Durch einige Versuche wurde dieses Verhalten so weit geklärt, daß die Bedingungen für eine vielfach in praktischer Ausführung bewiesene einwandfreie Putzhaftung auch theoretisch verankert werden konnten. Bei Putzschäden in der Praxis lassen sich meist andere Ursachen, wie z. B. die Unterlassung eines Zementspritzputzes, nachweisen.

Literatur

1. R. Zurmühl: Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker 1957, S. 331 ff.
2. Angaben über zu erwartende Feuchtigkeitsgehalte in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit siehe J. S. Cammerer und H. Schacke: Feuchtigkeitsregelung, Durchfeuchtung und Wärmeleitfähigkeit bei Baustoffen und Bauteilen. Berlin: W. Ernst & Sohn 1957, S. 16.
3. H. Reiher, H. Künzel und F. v. Soden: Wärme- und Feuchtigkeitsschutz in Wohnbauten. Berlin: W. Ernst & Sohn, S. 60.
4. A. Niesper: Tontrocknung. 1958. Wiesbaden: Bauverlag GmbH.
5. E. Siebel: Handbuch der Werkstoffprüfung, III. Band, S. 445.
6. O. Krischer: Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956.
7. W. Gehler: Hypothesen und Grundlagen für das Schwinden und Kriechen des Betons. Berlin: Verlag Technik.

Die Berechnung ebener und räumlicher Pfahlssysteme mit beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlneigung

Von Dipl.-Math. Karl Schneider, Schorndorf

DK 624.154.001.24 : 624.131.5 : 624.04

1. Vorbemerkung

Pfahlssysteme, bei denen die Pfähle in oder parallel zu der Ebene liegen, in der die Resultierende auf den Pfahlrost wirkt, kann man als ebene Pfahlroste bezeichnen. Alle übrigen zulässigen Pfahlssysteme sind als räumliche Pfahlroste anzusprechen.

Erstere werden in der Praxis hauptsächlich mit dem Nöckentred-Verfahren [1] berechnet, denn es vermeidet die Auflösung mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen. Das Nöckentred-Verfahren versagt aber bei ebenen Pfahlssystemen mit waagrecht liegendem Anker. Dieser Fall kann mit dem erweiterten Nöckentred-Verfahren von H. Minnich [2] behandelt werden, wobei man die Pfahlkräfte aus zwei verschiedenen Gleichungen zu berechnen hat. Je nachdem die Pfähle nahezu waagrecht sind oder nicht, gilt die eine oder andere Gleichung. Das Verfahren gibt nicht unmittelbar Aufschluß über die Verschiebung und Verdrehung der Pfahlkopfplatte.

Da die Verformung des Pfahlsystems für ein Bauwerk von entscheidender Bedeutung sein kann, wird im Verlauf dieser Abhandlung aus den Gleichungen für räumliche Systeme ein Verfahren für ebene Pfahlssysteme gewonnen, das entsprechende Vorteile wie das Nöckentred-Verfahren besitzt und außerdem in einem Rechengang die Verformungen liefert. Die Gleichung für die Pfahlkräfte gilt bei beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlneigung. Räumliche Systeme können in der Praxis u. a. bei Brückenfeilern auftreten, die schräg zur Fahrbahnachse liegen und daher „über Eck“ beansprucht werden. Ganz allgemein wird eine räumliche Pfahlanordnung unter den Fundamenten erforderlich, die beliebig gerichtete Kräfte und Momente aufzunehmen haben. Nach E. Jacoby [3] ist bei der Behandlung des räumlichen Problems zunächst die Auflösung von 4 Gleichungen mit 4 Unbekannten und danach die Auflösung von 6 Gleichungen mit 6 Unbekannten notwendig. Der vorliegende Aufsatz soll zeigen, daß sich der allgemeinste Fall des räumlichen Pfahlrostes auf die Auflösung von 6 linearen Gleichungen mit 6 Unbekannten zurückführen läßt. Das Gleichungssystem wird von der räumlichen Bewegung eines starren Körpers ausgehend mit Hilfe der Vektorrechnung gewonnen und unter Ziff. 5 nachgewiesen.

In der Praxis werden die Pfähle meist zu einer oder zu zwei senkrechten Ebenen spiegelbildlich angeordnet werden können. Für diese Fälle werden fertige Formeln aufgestellt.

Beliebige Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebige Pfahlneigung sind zugelassen. Die Bewegung der Pfahlkopfplatte läßt sich unmittelbar berechnen.

2. Voraussetzungen

- Die Pfähle sind oben im Fundamentklotz und unten im Grund frei drehbar (gelenkig) gelagert.
- Die Pfähle sind oben durch einen Fundamentklotz zusammengefaßt, dessen elastische Formänderung gegenüber der Formänderung der Pfähle vernachlässigbar klein ist.
- Das zwischen Pfahlspitze und Fundamentklotz liegende Material beeinflußt die elastische Formänderung und Bewegung der Pfähle nicht.
- Die Kraftübertragung auf den Grund erfolgt in Richtung der jeweiligen Pfahlachse durch Spitzendruck.

Zusammenstellung der verwendeten Bezeichnungen

Die Achsenrichtung eines jeden Pfahles (K) wird durch einen Einheitsvektor s_K festgelegt, der jeweils vom Pfahlkopf zur Pfahlspitze positiv orientiert wird. Seine Richtungskosinus, bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem (x, y, z) , werden mit $\alpha_K, \beta_K, \gamma_K$ bezeichnet, so daß also in diesem Koordinatensystem die Komponentendarstellung von s_K

$$s_K = \{\cos \alpha_K; \cos \beta_K; \cos \gamma_K\}$$

lautet.

Es bedeuten weiterhin E_K, F_K und l_K den Elastizitätsmodul, den Querschnitt und die Länge des K -ten Pfahles. $\nu_K = \frac{E_K \cdot F_K}{l_K}$ bezeichnet man als die Steifigkeit. x_K, y_K, z_K seien die Koordinaten des Pfahlkopfes im (x, y, z) System und $r_K = \{x_K; y_K; z_K\}$ der zugehörige Ortsvektor.

In der Praxis legt man die Neigung der Pfähle gegen die Senkrechte fest. Wir legen daher die positive z -Achse senkrecht nach unten. Bei einer Pfahlneigung $1:n$ ist dann

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \gamma_K &= \frac{1}{n}; \quad \sin \gamma_K = \frac{\operatorname{tg} \gamma_K}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \gamma_K}} = \frac{1}{\sqrt{1 + n^2}}; \\ \cos \gamma_K &= \frac{1}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \gamma_K}} = \frac{n}{\sqrt{1 + n^2}} \quad (0 \leq \gamma_K \leq 180^\circ). \end{aligned}$$

γ_K ist von der positiven z -Achse aus zu zählen.

Mit dem Winkel α_{PK} zwischen der positiven x -Achse und der Projektion von s_K auf die x - y -Ebene (Abb. 1) berechnet sich dann die übrigen Richtungskosinus wie folgt:

$$\cos \alpha_K = \sin \gamma_K \cdot \cos \alpha_{PK},$$

$$\cos \beta_K = \sin \gamma_K \cdot \sin \alpha_{PK}.$$

Die Verformungen der Kopfplatte lassen sich (als diejenigen eines starren Körpers!) charakterisieren durch einen dreikomponentigen Verschiebungsvektor $w = \{x^*; y^*; z^*\}$ und einen Drehvektor $\varphi = \{\varphi_x; \varphi_y; \varphi_z\}$, der eine Drehung der Platte um eine Achse durch den Ursprung des Koordinatensystems (x, y, z) beschreibt. Die Drehwinkelkomponenten sind hierbei als positiv anzusehen, sofern sie, zusammen mit ihren zugehörigen positiven Koordinatenachsenrichtungen eine Rechtschraubung vermitteln.

Die Resultierende der auf die Platte wirkenden Lasten bzw. deren Moment in bezug auf den Koordinatenursprung sind

$$R = \{R_x; R_y; R_z\} \text{ bzw. } \dots$$

$$M = r \cdot R = \{y_R \cdot R_z - z_R \cdot R_y; z_R \cdot R_x - x_R \cdot R_z; x_R \cdot R_y - y_R \cdot R_x\}$$

so daß also für die Momentenkomponenten derselbe Vorzeichensinn wie für die Drehwinkelkomponenten gilt.

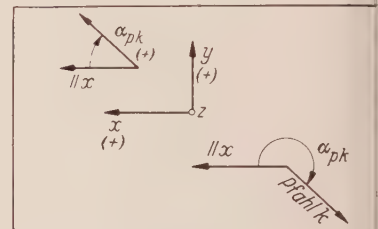


Abb. 1. Zur Definition von α_{PK} .

3a. Der räumliche Pfahlrost mit beliebiger Pfahlanordnung

Der Übersichtlichkeit halber werden in Ziff. 3 nur die Ergebnisse aufgeführt. Die Herleitung der Formeln ist aus Ziff. 5 zu ersehen. Beim räumlichen Pfahlrost müssen die Verformungsgrößen $x^*, y^*, z^*, \varphi_x, \varphi_y$ und φ_z folgenden Gleichungen genügen:

x^*	y^*	z^*	φ_x	φ_y	φ_z		
a_{11}	a_{12}	a_{13}	a_{14}	a_{15}	a_{16}	$= R_x$	(1)
a_{21}	a_{22}	a_{23}	a_{24}	a_{25}	a_{26}	$= R_y$	(2)
a_{31}	a_{32}	a_{33}	a_{34}	a_{35}	a_{36}	$= R_z$	(3)
a_{41}	a_{42}	a_{43}	a_{44}	a_{45}	a_{46}	$= M_x$	(4)
a_{51}	a_{52}	a_{53}	a_{54}	a_{55}	a_{56}	$= M_y$	(5)
a_{61}	a_{62}	a_{63}	a_{64}	a_{65}	a_{66}	$= M_z$	(6)

Die Glieder der symmetrischen Koeffizientenmatrix ($a_{iK} = a_{Ki}$) bedeuten:

$a_{11} = \sum_K \nu_K \cos^2 \alpha_K$ (die Summe ist über alle Pfähle zu erstrecken)

$$a_{12} = a_{21} = \sum_K \nu_K \cos \alpha_K \cos \beta_K,$$

$$a_{13} = a_{31} = \sum_K \nu_K \cos \alpha_K \cos \gamma_K,$$

$$a_{14} = a_{41} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \beta_K \\ z_K & y_K \end{vmatrix} \cos \alpha_K,$$

$$a_{15} = a_{51} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix} \cos \alpha_K,$$

$$a_{16} = a_{61} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix} \cos \alpha_K;$$

$$a_{22} = \sum_K v_K \cos^2 \beta_K,$$

$$a_{23} = a_{32} = \sum_K v_K \cos \beta_K \cos \gamma_K,$$

$$a_{24} = a_{42} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \beta_K \\ z_K & y_K \end{vmatrix} \cos \beta_K,$$

$$a_{25} = a_{52} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix} \cos \beta_K,$$

$$a_{26} = a_{62} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix} \cos \beta_K;$$

$$a_{33} = \sum_K v_K \cos^2 \gamma_K,$$

$$a_{34} = a_{43} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \beta_K \\ z_K & y_K \end{vmatrix} \cos \gamma_K,$$

$$a_{35} = a_{53} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix} \cos \gamma_K,$$

$$a_{36} = a_{63} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix} \cos \gamma_K,$$

$$a_{66} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \beta_K \\ x_K & y_K \end{vmatrix}^2;$$

$$a_{44} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \gamma_K \\ y_K & z_K \end{vmatrix}^2,$$

$$a_{45} = a_{54} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \gamma_K \\ y_K & z_K \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \alpha_K \\ z_K & x_K \end{vmatrix},$$

$$a_{46} = a_{64} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \gamma_K \\ y_K & z_K \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \beta_K \\ x_K & y_K \end{vmatrix},$$

$$a_{55} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \alpha_K \\ z_K & x_K \end{vmatrix}^2,$$

$$a_{56} = a_{65} = \sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \alpha_K \\ z_K & x_K \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \beta_K \\ x_K & y_K \end{vmatrix}.$$

Nach Auflösung der Gleichungen mit einem der üblichen Verfahren kennt man die Verschiebungen und Verformungen der Pfahlkopfplatte und berechnet damit die Pfahlkräfte (Druckkräfte sind positiv) nach folgender Formel:

$$K = v_K \left[x^* \cos \alpha_K + y^* \cos \beta_K + z^* \cos \gamma_K + \varphi_x \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \beta_K \\ z_K & y_K \end{vmatrix} + \varphi_y \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix} + \varphi_z \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix} \right].$$

3b. Der räumliche Pfahlrost mit einer Symmetrieebene

Die Pfahlanordnung sei z. B. zur Ebene ε — ε symmetrisch (Abb. 2). In diesem Falle legt man das Koordinatensystem (x, y, z) zweckmäßigerweise so, daß seine (y, z) -Ebene mit der Symmetrieebene ε — ε zusammenfällt.

Damit berechnen sich die Pfahlkräfte schließlich aus folgender Formel:

Abb. 2. Räumlicher Pfahlrost mit einer Symmetrieebene (Grundriß).

$$P_K = \sum_K \frac{v_K \cos \beta_K}{v_K \cos^2 \beta_K} \cdot \bar{R}_y + \sum_K \frac{v_K \cos \gamma_K}{v_K \cos^2 \gamma_K} \cdot \bar{R}_z + \sum_K \frac{v_K \cdot |\sin \alpha_K| \cdot a_K}{v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot a_K^2} \cdot \bar{M}_x + \sum_K \frac{v_K \cdot \cos \alpha_K}{v_K \cdot \cos^2 \alpha_K} \cdot R_x + \sum_K \frac{v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix}}{\sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & z_K \end{vmatrix}^2} \cdot \bar{M}_y + \sum_K \frac{v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix}}{\sum_K v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix}^2} \cdot \bar{M}_z.$$

Hierbei sind die ersten drei Glieder die Pfahlkraftanteile infolge von Kraftwirkungen in der Symmetrieebene. Die restlichen Glieder stellen den Einfluß einer Kraftwirkung senkrecht zur Symmetrieebene dar. Die $\bar{R}_i$ sind die Komponenten der Resultierenden $\bar{R}$, bezogen auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem $(x, \bar{y}, z)$ (Abb. 3), während die $\bar{M}_i$ die auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem $(x, \bar{y}, \bar{z})$ (Abb. 5) bezogenen Komponenten des Momentes der Resultierenden $\bar{R}$ bezüglich $\bar{O}$ sind. Die übrigen, mit einem oberen Querstrich bzw. einer Schlangenlinie indizierten Größen sind in entsprechender Weise definiert. Um zu den Werten $a_K, \cos \beta_K, \cos \gamma_K$ zu gelangen, muß man folgende Zwischenrechnung durchführen:

Mit den Winkeln

$$\gamma_{PK} \left(\cos \gamma_{PK} = \frac{\cos \gamma_K}{\sqrt{1 - \cos^2 \alpha_K}} = \frac{\cos \gamma}{|\sin \alpha_K|} \right)$$

zwischen der positiven z -Achse des Ausgangssystems und den Projektionen der Pfahlvektoren s_K auf die Symmetrie-

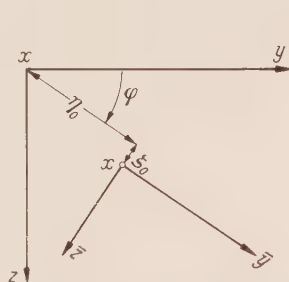


Abb. 3. Bestimmung des Koordinatensystems (x, y, z) .

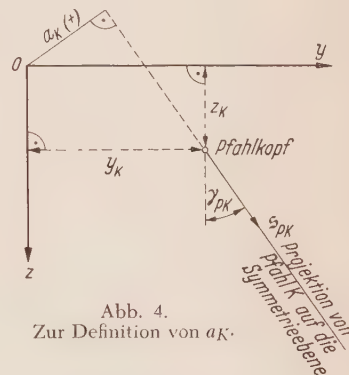


Abb. 4. Zur Definition von a_K .

ebene berechnet man zunächst den Drehwinkel φ des Koordinatensystems (x, y, z) gegenüber dem ursprünglichen (x, y, z) -System aus

$$\operatorname{tg} 2 \varphi = - \frac{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \sin 2 \gamma_{PK}}{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \cos 2 \gamma_{PK}},$$

wobei die Summen über sämtliche Pfähle zu erstrecken sind. Ermittelt man nun noch

$$\gamma_{PK} = \gamma_{PK} + \varphi \quad (\gamma_{PK} \geq 0 \text{ für } 0 \leq \alpha_{PK} \leq 180^\circ)$$

und die Abstände $a_K = y_K \cdot \cos \gamma_{PK} - z_K \cdot \sin \gamma_{PK}$ der Pfahlprojektionen auf die Symmetrieebene vom Ursprung O (Abb. 4), so kann man letztlich auch die Koordinatensystemverschiebungen η_0 und ζ_0 berechnen (Abb. 3):

$$\zeta_0 = - \frac{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot a_K \cdot \sin \gamma_{PK}}{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \sin^2 \gamma_{PK}},$$

$$\eta_0 = + \frac{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot a_K \cdot \cos \gamma_{PK}}{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \cos^2 \gamma_{PK}}.$$

Damit ergibt sich:

$$\begin{aligned}\cos \beta_K &= |\sin \alpha_K| \cdot \sin \gamma_{PK}, \\ \cos \gamma_K &= |\sin \alpha_K| \cdot \cos \gamma_{PK}, \\ \bar{a}_K &= a_K - (\eta_0 \cos \gamma_{PK} - \zeta_0 \cdot \sin \gamma_{PK}), \\ \bar{R}_y &= R_y \cos \varphi + R_z \cdot \sin \varphi, \\ \bar{R}_z &= -R_y \sin \varphi + R_z \cos \varphi, \\ \bar{M}_x &= M_x - (\eta_0 \cdot R_z - \zeta_0 R_y).\end{aligned}$$

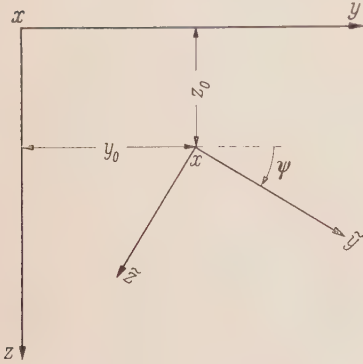


Abb. 5. Bestimmung des Koordinatensystems (x, y, z).

Zur Ermittlung der mit einer Schlangenlinie versehenen Größen ist eine entsprechende Zwischenrechnung erforderlich. Mit den Werten a_{11} , a_{15} und a_{16} (Ziff. 3a) berechnet man zunächst die Verschiebungen $y_0 = -a_{16}/a_{11}$ und $z_0 = +a_{15}/a_{11}$ des Koordinatensystems $(x, \tilde{y}, \tilde{z})$ gegenüber dem ursprünglichen System (x, y, z) .

Bei Verwendung von $A_K = y_K - y_0$, $B_K = z_K - z_0$ und

$$\Phi_K = \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & B_K \end{vmatrix}, \quad H_K = \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \beta_K \\ x_K & A_K \end{vmatrix}$$

folgt dann der Winkel ψ zwischen den beiden Koordinatensystemen aus

$$\operatorname{tg} 2 \psi = 2 \cdot \frac{\sum v_K \cdot \Phi_K \cdot H_K}{\sum v_K (H_K^2 - \Phi_K^2)},$$

sowie

$$\tilde{y}_K = A_K \cdot \cos \psi + B_K \cdot \sin \psi, \quad \tilde{z}_K = -A_K \cdot \sin \psi + B_K \cdot \cos \psi$$

und weiter

$$\begin{aligned}\cos \tilde{\beta}_K &= |\sin \alpha_K| \cdot \sin (\gamma_{PK} + \psi), \\ \cos \tilde{\gamma}_K &= |\sin \alpha_K| \cdot \cos (\gamma_{PK} + \psi), \\ \tilde{R}_y &= R_y \cdot \cos \psi + R_z \cdot \sin \psi, \quad \tilde{R}_z = -R_y \cdot \sin \psi + R_z \cdot \cos \psi, \\ \tilde{y}_R &= (y_R - y_0) \cdot \cos \psi + (z_R - z_0) \cdot \sin \psi, \\ \tilde{z}_R &= -(y_R - y_0) \cdot \sin \psi + (z_R - z_0) \cdot \cos \psi, \\ \tilde{M}_y &= R_x \cdot \tilde{z}_R - x_R \cdot \tilde{R}_z, \quad \tilde{M}_z = \tilde{R}_y \cdot x_R - R_x \cdot \tilde{y}_R.\end{aligned}$$

Ein Beispiel wird in Ziff. 4a durchgerechnet.

Verschiebungen und Verdrehungen der Pfahlkopfplatte

Mit den Verformungsgrößen

$$\begin{aligned}\tilde{x}^* &= \frac{R_x}{\sum v_K \cdot \cos^2 \alpha_K}; \quad \tilde{y}^* = \frac{\bar{R}_y}{\sum v_K \cdot \cos^2 \tilde{\beta}_K}; \\ \tilde{z}^* &= \frac{R_z}{\sum v_K \cdot \cos^2 \tilde{\gamma}_K}; \quad \varphi_x = \frac{M_x}{\sum v_K \left| \begin{vmatrix} \cos \tilde{\beta}_K & \cos \tilde{\gamma}_K \\ \tilde{y}_K & \tilde{z}_K \end{vmatrix} \right|^2}; \\ \tilde{\varphi}_y &= \frac{\tilde{M}_y}{\sum v_K \left| \begin{vmatrix} \cos \tilde{\gamma}_K & \cos \alpha_K \\ \tilde{z}_K & x_K \end{vmatrix} \right|^2}; \quad \tilde{\varphi}_z = \frac{\tilde{M}_z}{\sum v_K \left| \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \tilde{\beta}_K \\ x_K & \tilde{y}_K \end{vmatrix} \right|^2},\end{aligned}$$

die sich teils auf das (x, y, z) -, teils auf das $(x, \tilde{y}, \tilde{z})$ -System beziehen, berechnet man die auf das Ausgangssystem $O(x, y, z)$ bezogenen Verschiebungen und Verdrehungen der Pfahl-Kopfplatte:

$$\begin{aligned}x^* &= \tilde{x}^* - (\tilde{\varphi}_y \cos \psi - \tilde{\varphi}_z \sin \psi) \cdot z_0 + (\tilde{\varphi}_y \sin \psi + \tilde{\varphi}_z \cos \psi) \cdot y_0, \\ y^* &= \tilde{y}^* \cos \varphi - \tilde{z}^* \sin \varphi + \varphi_x (\eta_0 \sin \varphi + \zeta_0 \cos \varphi),\end{aligned}$$

$$z^* = \tilde{y}^* \sin \varphi + \tilde{z}^* \cos \varphi - \varphi_x (\eta_0 \cos \varphi - \zeta_0 \sin \varphi),$$

$$\varphi_x = \varphi_x,$$

$$\varphi_y = \tilde{\varphi}_y \cos \psi - \tilde{\varphi}_z \sin \psi,$$

$$\varphi_z = \tilde{\varphi}_y \sin \psi + \tilde{\varphi}_z \cos \psi.$$

3c. Der räumliche Pfahlrost mit 2 Symmetrieebenen

Das Koordinatensystem (x, y, z) wird so gewählt, daß seine z -Achse mit der Schnittlinie der Symmetrieebenen, die x - und y -Achse mit je einer der Symmetrieebenen zusammenfallen. Dann folgt aus Symmetriegründen mit dem Ergebnissen von Fall 3b:

$$\eta = \eta_0 = 0; \quad a_{16} = y_0 = \psi = 0.$$

Die Koordinatensysteme $(x, \tilde{y}, z)$ und $(x, \tilde{y}, \tilde{z})$ gehen also durch Parallelverschiebungen

$$\zeta_0 = - \frac{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot a_K \cdot \sin \gamma_{PK}}{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \sin^2 \gamma_{PK}} \quad \text{und} \quad z_0 = \frac{a_{15}}{a_{11}}$$

aus (x, y, z) hervor.

Die Pfahlkräfte berechnen sich dann aus

$$\begin{aligned}P_K &= \frac{v_K \cos \beta_K}{\sum v_K \cos^2 \beta_K} \cdot R_y + \frac{v_K \cos \gamma_K}{\sum v_K \cos^2 \gamma_K} \cdot R_z + \\ &+ \frac{v_K \cdot |\sin \alpha_K| \cdot a_K}{\sum v_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 a_K^2} \cdot M_x + \frac{v_K \cos \alpha_K}{\sum v_K \cos^2 \alpha_K} \cdot R_x + \\ &+ \frac{v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & \tilde{z}_K \end{vmatrix}}{\sum v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \gamma_K \\ x_K & \tilde{z}_K \end{vmatrix}^2} \cdot \tilde{M}_y + \frac{v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix}}{\sum v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \alpha_K \\ y_K & x_K \end{vmatrix}^2} \cdot M_z,\end{aligned}$$

wobei die Größen

$$\bar{a}_K = a_K + \zeta_0 \sin \gamma_{PK}; \quad \tilde{z}_K = z_K - z_0,$$

$$M_x = M_x - \zeta_0 \cdot R_y; \quad \tilde{M}_y = R_x \cdot \tilde{z}_R - R_z \cdot x_R$$

$$\text{und } \tilde{z}_R = z_R - z_0$$

durch eine kurze Zwischenrechnung ermittelt werden müssen.

Folgerungen

a) Wenn die Projektion der resultierenden äußeren Kraft auf die x - y -Ebene durch den Ursprung O des Systems (x, y, z) geht, wird $M_z = 0$ und der Pfahlrost erhält aus Torsion keine Pfahlkräfte.

b) Durch Vertauschung von x mit y und α mit β lassen sich z. B. ζ_0 und z_0 formal ineinander überführen, was auch aus Symmetriegründen folgt.

Verschiebungen und Verdrehungen der Pfahlkopfplatte

Mit den Verformungsgrößen

$$\begin{aligned}\tilde{x}^* &= \frac{R_x}{\sum v_K \cos^2 \alpha_K}; \quad \tilde{y}^* = \frac{R_y}{\sum v_K \cos^2 \beta_K}; \quad \tilde{z}^* = \frac{R_z}{\sum v_K \cos^2 \gamma_K}; \\ \varphi_x &= \frac{M_x}{\sum v_K \begin{vmatrix} \cos \beta_K & \cos \gamma_K \\ y_K & \tilde{z}_K \end{vmatrix}^2}; \quad \tilde{\varphi}_y = \frac{\tilde{M}_y}{\sum v_K \begin{vmatrix} \cos \gamma_K & \cos \alpha_K \\ \tilde{z}_K & x_K \end{vmatrix}^2}; \\ \tilde{\varphi}_z &= + \frac{\tilde{M}_z}{\sum v_K \begin{vmatrix} \cos \alpha_K & \cos \beta_K \\ x_K & y_K \end{vmatrix}^2}\end{aligned}$$

folgt aus 3b durch Spezialisierung:

$$x^* = \tilde{x}^* - \tilde{\varphi}_y \cdot z_0,$$

$$\varphi_x = \varphi_x,$$

$$y^* = \tilde{y}^* + \tilde{\varphi}_x \cdot \zeta_0,$$

$$\varphi_y = \tilde{\varphi}_y,$$

$$z^* = \tilde{z}^*,$$

$$\varphi_z = \tilde{\varphi}_z.$$

3d. Der räumliche Pfahlrost mit einer Symmetrieebene

Die Resultierende liegt in der Symmetrieebene

Dann sind $R_x, \bar{M}_y, \bar{M}_z, x^*, \varphi_y$ und φ_z je gleich Null, und aus 3b ergibt sich direkt

$$P_K = + \frac{\nu_K \cos \bar{\beta}_K}{\sum \nu_K \cos^2 \bar{\beta}_K} \cdot \bar{R}_y + \frac{\nu_K \cos \bar{\gamma}_K}{\sum \nu_K \cos^2 \bar{\gamma}_K} \cdot \bar{R}_z + \\ + \frac{\nu_K \cdot |\sin \alpha_K| \cdot \bar{a}_K}{\sum \nu_K \cdot |\sin \alpha_K|^2 \cdot \bar{a}_K^2} \cdot \bar{M}_x,$$

$$y^* = y^* \cos \varphi - \bar{z}^* \sin \varphi + \bar{\varphi}_x (\eta_0 \sin \varphi + \zeta_0 \cos \varphi), \\ z^* = \bar{y}^* \sin \varphi + \bar{z}^* \cos \varphi - \bar{\varphi}_x (\eta_0 \cos \varphi - \zeta_0 \sin \varphi), \\ \varphi_x = \bar{\varphi}_x.$$

3e. Der ebene Pfahlrost

Sämtliche Pfähle sind zu einer Symmetrieebene parallel, und aus den Fällen 3b und 3d folgt daher mit $\alpha = 0$:

$$\operatorname{tg} 2 \varphi = - \frac{\sum \nu_K \sin 2 \gamma_K}{\sum \nu_K \cos 2 \gamma_K}; \\ \zeta_0 = - \frac{\sum \nu_K \cdot a_K \sin \gamma_K}{\sum \nu_K \sin^2 \gamma_K}; \quad \eta_0 = + \frac{\sum \nu_K \cdot a_K \cos \gamma_K}{\sum \nu_K \cos^2 \gamma_K},$$

wobei

$$\bar{\gamma}_K = \gamma_K + \varphi \quad [\gamma_K \geq 0, \text{ wenn } 0 \leq \alpha_{PK} \leq 180^\circ] \text{ und} \\ a_K = y_K \cos \gamma_K - z_K \sin \gamma_K$$

durch eine kurze Zwischenrechnung ermittelt werden.

Mit

$$\bar{a}_K = a_K - (\eta_0 \cos \bar{\gamma}_K - \zeta_0 \sin \bar{\gamma}_K);$$

$$\bar{R}_y = R_y \cos \varphi + R_z \sin \varphi;$$

$$\bar{R}_z = -R_y \sin \varphi + R_z \cos \varphi \text{ und}$$

$$M_x = \bar{M}_x - (\eta_0 \bar{R}_z - \zeta_0 \bar{R}_y)$$

berechnet man schließlich die Pfahlkräfte

$$P_K = + \frac{\nu_K \sin \bar{\gamma}_K}{\sum \nu_K \sin^2 \bar{\gamma}_K} \cdot \bar{R}_y + \\ + \frac{\nu_K \cos \bar{\gamma}_K}{\sum \nu_K \cos^2 \bar{\gamma}_K} \cdot \bar{R}_z + \\ + \frac{\nu_K a_K}{\sum \nu_K \bar{a}_K^2} \cdot \bar{M}_x$$

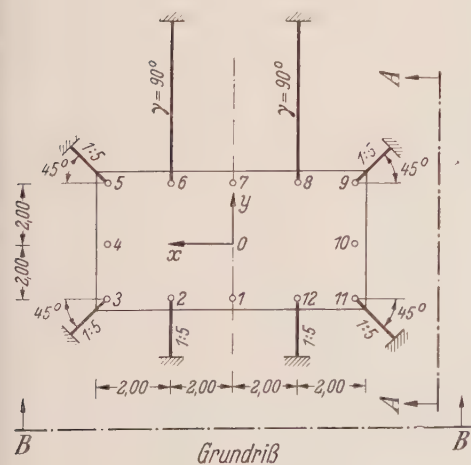


Abb. 6. Systemskizze des räumlichen Pfahlrostes.

und die Verformungen bzgl. des Koordinatensystems $O(x, y, z)$

$$y^* = \bar{y}^* \cos \varphi - \bar{z}^* \sin \varphi + \bar{\varphi}_x (\eta_0 \sin \varphi + \zeta_0 \cos \varphi), \\ z^* = \bar{y}^* \sin \varphi + \bar{z}^* \cos \varphi - \bar{\varphi}_x (\eta_0 \cos \varphi - \zeta_0 \sin \varphi), \\ \varphi_x = \bar{\varphi}_x.$$

Die Größen

$$\bar{y}^* = + \frac{\bar{R}_y}{\sum \nu_K \sin^2 \bar{\gamma}_K}; \quad \bar{z}^* = + \frac{\bar{R}_z}{\sum \nu_K \cos^2 \bar{\gamma}_K}; \\ \bar{\varphi}_x = + \frac{M_x}{\sum \nu_K \cdot \bar{a}_K^2}$$

sind zur Berechnung von y^*, z^* und φ_x erforderlich und werden durch eine kleine Nebenrechnung gefunden. Ein Beispiel hierzu findet sich unter Ziff. 4b.

4. Beispiele

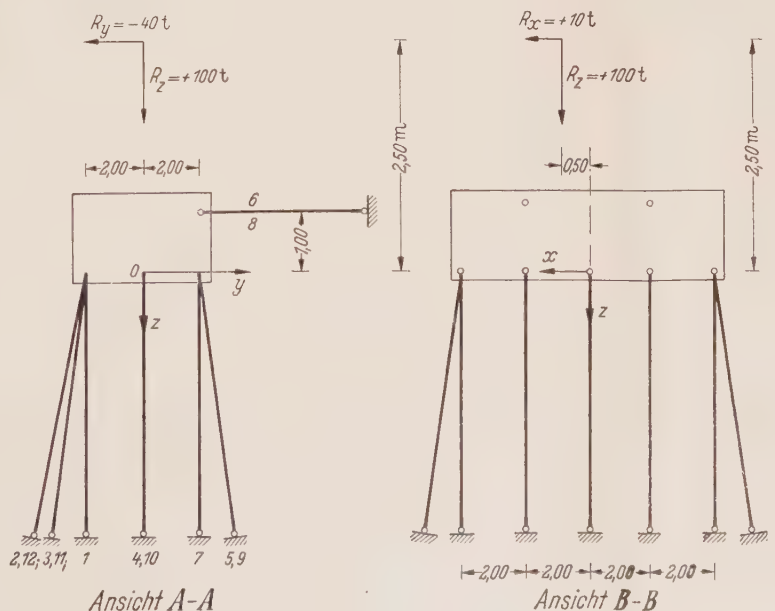
a) In Ziff. 4a wird ein räumlicher Pfahlrost mit einer Symmetrieebene (Abb. 6), der durch eine beliebig einfallende Resultierende belastet wird, mit Rechenschiebergenauigkeit durchgerechnet.

Äußere Belastung:

$$R_x = +10 \text{ t}; \quad x_R = +0,50 \text{ m} \\ R_y = -40 \text{ t}; \quad y_R = 0 \\ R_z = +100 \text{ t}; \quad z_R = -2,50 \text{ m}.$$

Die Rechnung wird mit der Steifigkeit $\nu_K = 1$ durchgeführt.

Pfahl Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$\operatorname{tg} \gamma_K = 1/n$	0	0,2	0,2	0	0,2	∞	0	∞	0,2	0	0,2	0,2
$\sin \gamma_K$	0	0,196	0,196	0	0,196	1	0	1	0,196	0	0,196	0,196
$\cos \gamma_K$	1	0,980	0,980	1	0,980	0	1	0	0,980	1	0,980	0,980
$\cos \alpha_{PK}$	—	0	+0,707	—	0,707	0	—	0	—0,707	—	—0,707	0
$\cos \alpha_K = \sin \gamma_K \cdot \cos \alpha_{PK}$	0	0	+0,138	0	+0,138	0	0	0	—0,138	0	—0,138	0
$\cos \gamma_{PK} = \frac{\cos \gamma_K}{\sqrt{1 - \cos^2 \alpha_K}}$	1	0,980	0,990	1	0,990	0	1	0	0,990	1	0,990	0,980
$\gamma_{PK} \begin{cases} \gamma_{PK} > 0 \text{ für } 0 \leq \alpha_{PK} \leq 180^\circ \end{cases}$	0°	—11°18'	—8°6'	0°	+8°6'	+90°	0°	+90°	+8°6'	0°	—8°6'	—11°18'



	γ_{PK}	$2 \gamma_{PK}$	$\sin \gamma_{PK}$	$\cos \gamma_{PK}$	$\sin 2 \gamma_{PK}$	$\cos 2 \gamma_{PK}$	$\frac{\sin \alpha_K}{1 - \cos^2 \alpha_K} =$	$\frac{\sin \alpha_K}{\sin 2 \gamma_{PK}}$	$\frac{\sin \alpha_K}{\cos 2 \gamma_{PK}}$	y_K [m]	z_K [m]	$\frac{a_K}{y_K \cos \gamma_{PK} - z_K \sin \gamma_{PK}} =$	$\frac{\bar{\gamma}_{PK}}{\gamma_{PK} + \varphi}$	$\sin \bar{\gamma}_{PK}$	$\cos \bar{\gamma}_{PK}$	$\frac{\sin \alpha_K}{\sin^2 \gamma_{PK}}$
le	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	0	0	0	1	0	1	1	0	1	-2,0	0	-2,00	+ 2° 51'	+0,050	+0,999	+0,00
	-11° 18'	-22° 36'	-0,196	+0,980	+0,384	+0,923	1	-0,384	+0,923	-2,0	0	-1,96	- 8° 27'	-0,147	+0,989	+0,00
	-8° 6'	-16° 12'	-0,141	+0,990	-0,279	+0,960	0,989	-0,273	+0,940	-2,0	0	-1,98	- 5° 15'	-0,092	+0,996	+0,00
	0	0	0	1	0	1	1	0	1	0	0	0	+ 2° 51'	+0,050	+0,999	+0,00
	+8° 6'	+16° 12'	+0,141	0,990	+0,279	+0,960	0,989	+0,273	+0,940	+2,0	0	+1,98	+10° 57'	+0,190	+0,982	+0,00
	+90°	+180°	1	0	0	-1	1	0	-1	+2,0	-1	+1,00	+92° 51'	+0,999	-0,050	+0,99
	0	0	0	1	0	+1	1	0	+1	+2,0	0	+2,00	+ 2° 51'	+0,050	+0,999	+0,00
	+90°	+180°	1	0	0	-1	1	0	-1	+2,0	-1	+1,00	+92° 51'	+0,999	-0,050	+0,99
	+8° 6'	+16° 12'	+0,141	0,990	+0,279	+0,960	0,989	+0,273	+0,940	+2,0	0	+1,98	+10° 57'	+0,190	+0,982	+0,00
	0	0	0	1	0	+1	1	0	+1	0	0	0	+ 2° 51'	+0,050	+0,999	+0,00
	-8° 6'	-16° 12'	-0,141	0,990	-0,279	+0,960	0,989	-0,273	+0,940	-2,0	0	-1,98	- 5° 15'	-0,092	+0,996	+0,00
	-11° 18'	-22° 36'	-0,196	0,980	-0,384	+0,923	1	-0,384	+0,923	-2,0	0	-1,96	- 8° 27'	-0,147	+0,989	+0,00
								-0,768	+7,606							+2,1

$\operatorname{tg} 2 \varphi = -\frac{-0,768}{+7,606} = +0,101; \quad \zeta_0 = -\frac{3,664}{2,134} = -1,72 \text{ m}; \quad \sin \varphi = 0,050; \quad \bar{R}_y = -40 \cdot 0,999 + 100 \cdot 0,05 = -34,96 \text{ t}; \quad M_x = \left| \frac{R_z}{R_y} \frac{R_y}{Y_R} \right| = 0 - 40 \cdot 2,5 = -100 \text{ mt};$

	$\cos \alpha_K$	$\cos \beta_K$	$\cos \gamma_K$	$\cos^2 \alpha_K$	$\cos \alpha_K \cos \gamma_K$ $x_K z_K$	$\cos \beta_K \cos \alpha_K$ $y_K x_K$	Zeile 5 $\cos \alpha_K$	Zeile 6 $\cos \alpha_K$	$A_K =$ $y_K - y_0$	$B_K =$ $z_K - z_0$	$\cos \alpha_K \cos \beta_K$ $x_K B_K = \phi_K$	$\cos \alpha_K \cos \beta_K$ $x_K A_K = H_K$	$\frac{\phi_K \cdot H_K}{\text{Zeile 11} \cdot \text{Zeile 12}}$	$H_K^2 - \phi_K^2$	$A_K \cos \gamma_K$
e	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	0	0	1	0	0	0	0	0	-2,0	+28,5	0	0	0	0	-11
	0	-0,196	0,980	0	-1,960	-0,392	0	0	-2,0	+28,5	-1,96	+0,392	-0,768	-3,686	-11
	+0,138	-0,138	0,980	0,019	-3,920	-0,276	-0,541	-0,0381	-2,0	+28,5	+0,02	+0,276	+0,006	+0,076	-11
	0	0	1	0	-4,000	0	0	0	0	+28,5	-4,00	0	0	-16,000	0
	+0,138	+0,138	0,980	0,019	-3,920	+0,276	-0,541	+0,0381	+2,0	+28,5	+0,02	-0,276	-0,006	+0,076	+11
	0	1	0	0	0	+2,000	0	0	+2,0	+27,5	0	-2,000	0	+4,000	+11
	0	0	1	0	0	0	0	0	+2,0	+28,5	0	0	0	0	+11
	0	1	0	0	0	-2,000	0	0	+2,0	+27,5	0	+2,000	0	+4,000	+11
	-0,138	+0,138	0,980	0,019	+3,920	-0,276	-0,541	+0,0381	+2,0	+28,5	-0,02	+0,276	-0,006	+0,076	+11
	0	0	1	0	+4,000	0	0	0	0	+28,5	+4,00	0	0	-16,000	0
	-0,138	-0,138	0,980	0,019	+3,920	+0,276	-0,541	-0,0381	-2,0	+28,5	-0,02	-0,276	+0,006	+0,076	-11
	0	-0,196	0,980	0	+1,960	+0,392	0	0	-2,0	+28,5	+1,96	-0,392	-0,768	-3,686	-11
				+0,076			-2,164	0						-1,536	-31,068
				$= \alpha_{11}$			$= \alpha_{15}$	$= \alpha_{16}$							

$y_0 = -\frac{\alpha_{16}}{\alpha_{11}} = 0; \quad \sin \psi = 0,0491$

$z_0 = \frac{\alpha_{15}}{\alpha_{11}} = -\frac{2,164}{0,076} = -28,50 \text{ m}; \quad \operatorname{tg} 2 \psi = 2 \cdot \frac{-1,536}{-31,068} = +0,0988; \quad 2 \psi = 5^\circ 38'; \quad \psi = +2^\circ 49'; \quad \cos \psi = 0,9988$

Pfahlkräfte (Druckkräfte sind positiv)

Pfahl Nr.	$\bar{M}_x$	$\bar{R}_y$	R_z	$\bar{R}_x = R_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Gesamte Pfahlkraft [t]	Pfahl Nr.	$\bar{M}_x$	$\bar{R}_y$	R_z	$\bar{R}_x = R_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Gesamte Pfahlkraft [t]
1	+6,46	- 0,82	+10,40	0	0	0	+16,04	7	-3,90	- 0,82	+10,40	0	0	0	+ 5,68
2	+5,46	+ 2,41	+10,30	0	-10,38	+1,03	+ 8,82	8	+1,81	-16,35	- 0,52	0	- 0,52	+7,05	- 8,53
3	+5,70	+ 1,49	+10,26	+18,20	~ 0	+1 00	+36,65	9	-3,19	- 3,08	+10,10	-18,20	- 0,31	+0,97	-13,71
4	+1,29	- 0,82	+10,40	0	-21,00	-0,70	-10,83	10	+1,29	- 0,82	+10,40	0	+21,00	+0,70	+32,57
5	-3,19	- 3,08	+10,10	+18,20	+ 0,31	-0,97	+21,37	11	+5,70	+ 1,49	+10,26	-18,20	~ 0	-1,00	- 1,75
6	+1,81	-16,35	- 0,52	0	+ 0,52	-7,05	-21,59	12	+5,46	+ 2,41	+10,30	0	+10,38	-1,03	+27,52

												Pfahlkräfte infolge				
												$\bar{M}_x=1$	$R_y=1$	$R_z=1$		
$\alpha_K/2 \cdot \frac{a_K}{\sin \gamma_{PK}} \cdot \frac{1}{\cos \beta_K} \cdot \frac{1}{\cos \gamma_K}$	$\frac{a_K}{\sin \gamma_{PK}}$	$\frac{1}{\cos \gamma_K}$	$\cos \beta_K$	$\cos \gamma_K$	$\eta_0 \cos \gamma_{PK}$	$-\xi_0 \sin \gamma_{PK}$	Zeile 22 + Z. 23	a_K	$\frac{\alpha_K - Z. 25}{-Z. 24}$	$\frac{1}{\sin \alpha_K} \cdot \frac{1}{\bar{a}_K}$	(Zeile 27) ²	Zeile 28 Σ Zeile 28	$\cos^2 \beta_K$ Zeile 16	Zeile 20 Σ Zeile 30	$\cos^2 \gamma_K$ Zeile 17	Zeile 21 Σ Zeile 32
7	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
998	-0,100	-1,998	0,050	0,999	+0,412	+0,086	+0,498	-2,00	-2,498	-2,498	6,23	-0,0790		+0,0234		+0,1021
978	+0,288	-1,940	-0,147	0,989	+0,408	-0,253	+0,155	-1,96	-2,115	-2,115	4,46	-0,0668		-0,0690		+0,1011
970	+0,178	-1,930	-0,091	0,985	+0,411	-0,158	+0,253	-1,98	-2,233	-2,200	4,84	-0,0696		-0,0426		+0,1008
998	0	0	0,050	0,999	+0,412	+0,086	+0,498	0	-0,498	-0,498	~ 0,25	-0,0158		+0,0234		+0,1021
944	+0,367	+1,900	0,188	0,970	+0,405	+0,326	+0,731	+1,98	+1,249	+1,231	1,52	+0,0390	Wie Zeile 16	+0,0881	Wie Zeile 17	+0,0992
002	+0,999	-0,050	0,999	-0,050	-0,021	+1,719	+1,698	+1,00	-0,698	-0,698	~ 0,49	-0,0221		+0,4680		-0,0051
998	+0,100	+1,998	0,050	0,999	+0,412	+0,086	+0,498	+2,00	+1,502	+1,502	2,26	+0,0476		+0,0234		+0,1021
002	+0,999	-0,050	0,999	-0,050	-0,021	+1,719	+1,698	+1,00	-0,698	-0,698	~ 0,49	-0,0221		+0,4680		-0,0051
944	+0,367	+1,900	0,188	0,970	+0,405	+0,326	+0,731	+1,98	+1,249	+1,231	1,52	+0,0390		+0,0881		+0,0992
998	0	0	0,050	0,999	+0,412	+0,086	+0,498	0	-0,498	-0,498	~ 0,25	-0,0158		+0,0234		+0,1021
970	+0,178	-1,930	-0,091	0,985	+0,411	-0,158	+0,253	-1,98	-2,233	-2,200	4,84	-0,0696		-0,0426		+0,1008
978	+0,288	-1,940	-0,147	0,989	+0,408	-0,253	+0,155	-1,96	-2,115	-2,115	4,46	-0,0668		-0,0690		+0,1011
780	+3,664	-4,040									31,61		+2,134		+9,780	

$= 5^\circ 43'$; $\varphi \approx 2^\circ 51'$; $\eta_0 = -\frac{4,040}{+9,780} = +0,41_3$ m; $\cos \varphi = 0,999$; $R_z \cdot 40 \cdot 0,05 + 100 \cdot 0,999 = +101,90$ t; $\bar{M}_x = -100 - (0,413 \cdot 101,90 - 1,72 \cdot 34,96) = -81,9$ mt

Pfahlkräfte infolge															
$R_x=1$										$\widetilde{M}_y=1$			$\widetilde{M}_z=1$		
$\frac{\widetilde{y}_K=}{\text{Zeile 15} + \text{Zeile 16}}$	$-A_K \sin \psi$	$+B_K \cos \psi$	$\frac{\widetilde{z}_K=}{\text{Zeile 18} + \text{Zeile 19}}$	$\gamma_{PK} + \psi'$	$\sin (\gamma_{PK} + \psi)$	$\cos (\gamma_{PK} + \psi)$	$\frac{1}{\sin \alpha_K} \cdot \frac{1}{\cos \beta_K}$ Zeile 22	$\frac{1}{\sin \alpha_K} \cdot \frac{1}{\cos \beta_K}$ Zeile 22	$\sum Z \cdot 4$	$\cos \alpha_K \cos \widetilde{\gamma}_K$ $x_K \widetilde{z}_K$	$(\text{Zeile 27})^2$	$\sum Z \cdot 28$	$\cos \widetilde{\beta}_K \cos \alpha_K$ $\widetilde{y}_K x_K$	$(Z \cdot 30)^2$	$\sum Z \cdot 31$
17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
100	-0,598	+0,098	28,466	28,564	+2° 49'	+0,0491	+0,9988	+0,0491	+0,9988	0	0	0	0	0	0
100	-0,598	+0,098	28,466	28,564	-8° 29'	-0,1475	+0,9890	-0,1475	+0,9890	0	-1,978	3,91	-0,0497	-0,295	0,087 -0,034
100	-0,598	+0,098	28,466	28,564	-5° 17'	-0,0921	+0,9957	-0,0910	+0,9840	+1,82	+0,004	~ 0	+ ~ 0	-0,282	0,080 -0,033
100	+1,400	0	28,466	28,466	+2° 49'	+0,0491	+0,9988	+0,0491	+0,9988	0	-3,995	15,95	-0,1005	+0,196	0,038 +0,023
100	+3,398	-0,098	28,466	28,368	+10° 55'	+0,1894	+0,9819	+0,1870	+0,9700	+1,82	+0,060	~ 0	+0,0015	+0,278	0,077 +0,032
150	+3,348	-0,098	27,467	27,369	+92° 49'	+0,9988	-0,0491	+0,9988	-0,0491	0	+0,098	~ 0	+0,0025	+1,998	+4,000 +0,233
100	+3,398	-0,098	28,466	28,368	+2° 49'	+0,0491	+0,9988	+0,0491	+0,9988	0	0	0	0	0	0 0
150	+3,348	-0,098	+27,467	27,369	+92° 49'	+0,9988	-0,0491	+0,9988	-0,0491	0	-0,098	~ 0	-0,0025	-1,998	~ 4,000 -0,233
100	+3,398	-0,098	28,466	28,368	+10° 55'	+0,1894	+0,9819	+0,1870	+0,9700	-1,82	-0,060	~ 0	-0,0015	-0,278	0,077 -0,032
100	+1,400	0	28,466	28,466	+2° 49'	+0,0491	+0,9988	+0,0491	+0,9988	0	+3,995	15,95	+0,1005	-0,196	0,038 -0,023
100	-0,598	+0,098	28,466	28,564	-5° 17'	-0,0921	+0,9957	-0,0910	+0,9840	-1,82	-0,004	~ 0	- ~ 0	+0,282	0,080 +0,033
100	-0,598	+0,098	28,466	28,564	-8° 29'	-0,1475	+0,9890	-0,1475	+0,9890	0	+1,978	3,91	+0,0497	+0,295	0,087 +0,034
											39,72				+ 8,564

$R_y \cos \psi + R_z \sin \psi = 40 \cdot 0,999 + 100 \cdot 0,0491 = -35,05$ t
 $\tilde{y}_R = (y_R - y_0) \cos \psi + (Z_R - Z_0) \sin \psi = 0 + 26,00 \cdot 0,0491 = +1,28$ m
 $\tilde{M}_y = R_x \cdot \tilde{z}_R - \tilde{R}_z \cdot x_R = 10 \cdot 25,95 - 101,86 \cdot 0,50 = 259,50 - 50,93 = +208,57$ mt

$-R_y \sin \psi + R_z \cos \psi = 40 \cdot 0,0491 + 100 \cdot 0,999 = +101,86$ t
 $\tilde{Z}_R = -(Y_R - Y_0) \sin \psi + (Z_R - Z_0) \cos \psi = 0 + 26,00 \cdot 0,999 = +25,95$ m
 $\tilde{M}_z = \tilde{R}_y \cdot x_R - R_x \cdot \tilde{y}_R = -35,05 \cdot 0,50 - 10 \cdot 1,28 = -30,32$ t

$R_x = +10$ t

Verschiebungen und Verdrehungen der Pfahlkopfplatte

$\nu \cdot \tilde{x}^* = \frac{10}{0,076} = +131,5$; $\nu \cdot y^* = \frac{-34,96}{2,134} = -16,4$;
 $\nu \cdot \tilde{z}^* = \frac{101,90}{9,78} = +10,41$;
 $\nu \cdot \tilde{\varphi}_x = \frac{\bar{M}_x}{\sum \left| \frac{\cos \tilde{\beta}_K}{\tilde{y}_K} \frac{\cos \gamma_K}{z_K} \right|^2} = \frac{\bar{M}_x}{|\sin \alpha_K|^2 \cdot \bar{a}_K^2} = \frac{-81,9}{31,61} = -2,59$;
 $\nu \cdot \tilde{\varphi}_y = \frac{+208,57}{+39,72} = +5,25$; $\nu \cdot \tilde{\varphi}_z = \frac{-30,32}{8,564} = -3,54$.

Damit folgt:

$\nu \cdot \varphi_x = -2,59$; $\nu \cdot \varphi_y = 5,25 \cdot 0,9988 + 3,54 \cdot 0,0491 = 5,42$;
 $\nu \cdot \varphi_z = 5,25 \cdot 0,0491 - 3,54 \cdot 0,9988 = -3,28$;
 $\nu \cdot x^* = +131,5 + 5,42 \cdot 28,50 - 3,28 \cdot 0 = +286,0$;
 $\nu \cdot y^* = -16,4 \cdot 0,999 - 10,41 \cdot 0,050 - 2,59 (0,413 \cdot 0,05 - 1,72 \cdot 0,999) = -12,52$;
 $\nu \cdot z^* = -16,4 \cdot 0,050 + 10,41 \cdot 0,999 + 2,59 (0,413 \cdot 0,999 + 1,72 \cdot 0,050) = +10,88$.

Mit

$E = 150\,000$ kg/cm² = $1,5 \cdot 10^6$ t/m²; $F = 30 \cdot 30 = 900$ cm² = 0,09 m²

und $l = 10,0$ m ergibt sich dann:

schließlich lauten die Gleichgewichtsbedingungen:

$$\sum_K \mathfrak{P}_K - \mathfrak{R} = 0$$

$$\sum_K [\mathfrak{P}_K, \mathfrak{r}_K] - [\mathfrak{R}, \mathfrak{r}] = 0.$$

Nach Einsetzen von $\delta_K = w + [v, r_K]$ in die Gleichgewichtsbedingungen erhält man:

$$\text{I) } \sum_K \nu_K (s_K, w) s_K + \sum_K \nu_K (s_K [v, r_K]) s_K - \mathfrak{R} = 0$$

$$\text{II) } \sum_K \nu_K [(s_K, w) s_K, r_K] + \sum_K \nu_K [(s_K [v, r_K]) s_K, r_K] - [\mathfrak{R} r] = 0.$$

Der Übergang zu kartesischen Koordinaten führt auf das lineare Gleichungssystem des räumlichen Pfahlrostes, welches in Ziff. 3a angegeben ist.

					Pfahlkräfte infolge		
					$R_Y - 1$	$R_Z - 1$	$M_X - 1$
$y \cdot \sin \gamma_K$	$a \cdot \cos \gamma_K$	$\eta_0 \cos \gamma_K$ $-\zeta_0 \sin \gamma_K$	$a_k =$ Zeile 11 $-\text{Zeile 19}$	$\bar{a}_k^2$	Zeile 13 $\sum \text{Z. 14}$	Zeile 15 $\sum \text{Z. 16}$	Zeile 20 $\sum \text{Z. 21}$
17	18	19	20	21	22	23	24
0	0	+5,300	-5,300	28,10	+0,368	+0,0747	-0,0773
0	0	+1,681	-1,681	2,82	+0,128	+0,4040	-0,0245
+ 3,215	-3,830	+3,618	+1,382	1,91	+0,240	-0,329	+0,0202
+ 3,670	-3,020	+4,266	+0,429	0,18	+0,287	-0,276	+0,0062
+ 7,660	-6,430	+4,034	+5,966	35,60	+0,287	+0,276	+0,0870
+14,475	-0,420			+68,61			

$$s_0 = \frac{-14,475}{2,675} = -5,41 \text{ m}; \quad \eta_0 = \frac{-0,420}{2,331} = -0,18 \text{ m}$$

Die Aufstellung gebrauchsfertiger Formeln gelingt nur unter den Voraussetzungen des Falles 3 b. Denn aus Symmetriegründen werden die Koeffizienten $a_{12} = a_{13} = a_{14} = a_{25} = a_{26} = a_{35} = a_{36} = a_{45} = a_{46} = 0$, und das Gleichungssystem zerfällt in zwei Systeme mit je drei Gleichungen und drei Unbekannten. Die Auflösung dieser Systeme gelingt durch Einführung von zwei ausgezeichneten Koordinatensystemen $(\bar{x}, \bar{y}, \bar{z})$ und $(\tilde{x}, \tilde{y}, \tilde{z})$, deren $(\eta, \bar{z})$ - bzw. $(\tilde{\eta}, \tilde{z})$ -Ebenen mit der Symmetrieebene des Pfahlrostes zusammenfallen müssen. Die beiden Gleichungssysteme sind:

$$\left. \begin{aligned} a_{22} y^* + a_{23} \tilde{z}^* + a_{24} \varphi_x - a_{20} &= 0 \\ a_{23} y^* + a_{33} \tilde{z}^* + a_{34} \varphi_x - a_{30} &= 0 \\ a_{24} y^* + a_{34} \tilde{z}^* + a_{44} \varphi_x - a_{40} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{ (I)}$$

$$\left. \begin{aligned} a_{11} x^* + a_{15} \varphi_y + a_{16} \varphi_z - a_{10} &= 0 \\ a_{15} x^* + a_{55} \varphi_y + a_{56} \varphi_z - a_{50} &= 0 \\ a_{16} x^* + a_{56} \varphi_y + a_{66} \varphi_z - a_{60} &= 0 \end{aligned} \right\} \text{ (II)}$$

Die Koordinatensysteme werden durch die Forderungen $\bar{a}_{23} = \bar{a}_{24} = a_{34} = 0$ und $\tilde{a}_{15} = \tilde{a}_{16} = \tilde{a}_{56} = 0$ festgelegt. Dann nehmen die Matrizen von (I) und (II) in den beiden ausgezeichneten Koordinatensystemen Hauptdiagonalform an und lassen sich unmittelbar auflösen.

Literatur

1. Chr. Nöckentred: Berechnung von Pfahlsystemen. Berlin: W. Ernst & Sohn 1928.
2. H. Minnich: Erweitertes Nöckentred-Verfahren für ein ebenes Pfahlsystem mit waagrecht liegendem Anker in beliebiger Höhe. Bau-techn. 32 (1955) H. 11.
3. E. Jacoby: Die Lastverteilung auf die Pfähle eines Pfahlrostes. Bauingenieur 29 (1954), H. 2, S. 47.

Die Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik

Von Dipl.-Ing. Aryeh Ytshar, Kairo

K 624.131.6 : 532 : 626.8

Die Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik wurde bereits beim 4. Internationalen Wasserversorgungs-Vereinigung-Kongreß in Brüssel 1958 vorgetragen und diskutiert worden. Sie ist auch in meinen früheren Publikationen veröffentlicht worden¹.

Die vorliegende Arbeit ist eine Zusammenfassung und revidierte Behandlung des gleichen Problems. Der Zweck der nachfolgenden Ausführungen ist, die Grundlagen und Definitionen der Hydropotential-Auffassung festzulegen, um irtümliche Auslegungen und Mißverständnisse zu vermeiden. Dies scheint notwendig, weil diese neue Auffassung in mancher Beziehung in Widerspruch zu klassischen Theorien steht und außerdem die Auswertung der Forchheimerschen Strömungs-Netz-Auffassung begrenzt.

Grundlagen und Definitionen der Hydro-Potential-Auffassung

Die Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik ist auf folgenden Grundsätzen und Definitionen beruht:

Das Grundwasserbecken wird als eine in einem (räumlich begrenzten) Feld gespeicherte hydro-potentielle Energie betrachtet.

Der Grundwasserspiegel ist die piezometrische Oberfläche des hydro-potentiellen Feldes des Grundwasserbeckens und ist von dessen unterschiedlichen Tiefen unabhängig.

Wasser, ebenso wie jede Flüssigkeit, unter normalem atmosphärischem Druck (p) wird als eine Ansammlung von Molekülen in adhäsischem Zustande angesehen, welche die physikalischen Eigenschaften der elastischen Ausdehnung und Zusammenziehung besitzt. Dies ist im Gegensatz zu der früheren konventionellen Auffassung, welche Wasser als zusammenhängende kontinuierliche Flüssigkeit betrachtet.

Das Grundwasser ist in porösen und durchlässigen Bodenschichten angesammelt und wird durch seinen Reibungswiderstand gegen die Wasserströmung zurückgehalten, welcher durch seinen Durchlässigkeits-Koeffizienten (K) bestimmt wird.

Jede Wassermenge (Q), welche dem Grundwasserbecken entzogen wird, verursacht eine örtliche Absenkung des ursprünglichen ungestörten Grundwasserspiegels oder eine Entspannung des hydro-statischen Druckes (φ) durch Absenkung des hydro-potentiellen piezometrischen Grundwasserspiegels. Innerhalb der örtlichen Absenkung der piezometrischen Oberfläche wird die hydropotentielle Energie des Grundwassers teilweise in (hydro-kinetische) Geschwindigkeit umgesetzt.

Grundwasserbewegung erfolgt und wird angeregt durch hydro-kinetische Geschwindigkeiten, welche eine Funktion der piezometrischen Höhenunterschiede sind und welche in der Boden-Hydraulik als hydraulische Gefälle (i) bezeichnet werden.

Für in Betrieb befindliche Brunnen und offene Wasserläufe (Flüsse, Kanäle usw.), welche das Grundwasserbecken drainieren, ergibt sich das entsprechende hydraulische Ge-

¹ Veröffentlicht in „La Technique de L'Eau et de L'Assainissement“ — Brüssel Nr. 139, Juli 1958, und Nr. 147, März 1959.

fälle (i) aus dem Höhenunterschied (S_x) zwischen dem ursprünglichen Grundwasserspiegel und der abgesenkten oder entspannten piezometrischen Kurve (A) bzw. ihrer Ableitung (dZ/dX) (Abb. 1).

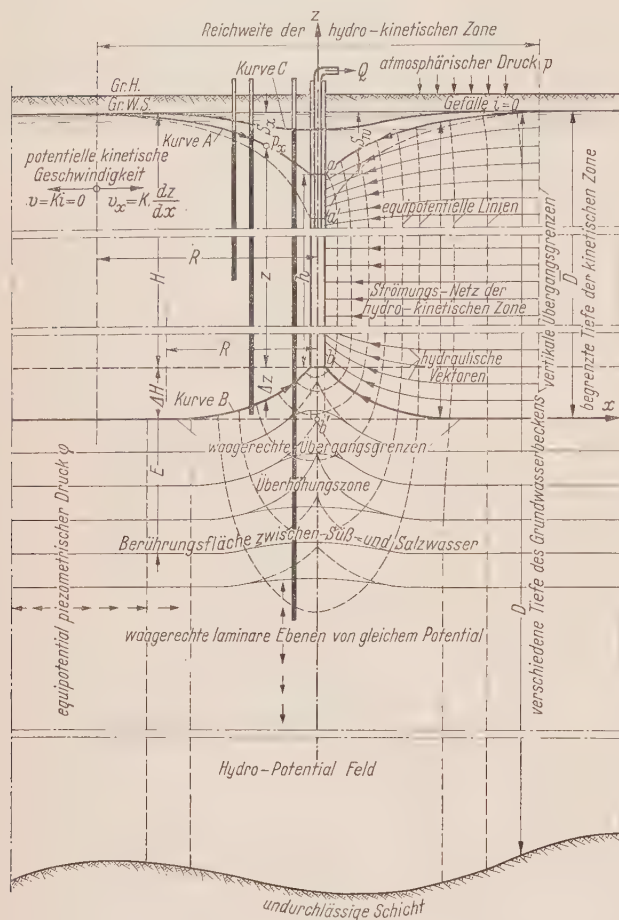


Abb. 1. Begrenzung der hydro-kinetischen Zone für teilweise eintauchende Brunnen in freien Grundwasserbecken.

Die sog. hydrokinetische Zone, innerhalb der hydraulische Vektoren (Strömungsgeschwindigkeiten) einen Zufluß zum Brunnen bewirken, hat sowohl seitwärts vom Brunnen als auch in der Tiefe eine endliche Ausdehnung (Reichweite R , Tiefe D). Die Tiefe (D) der hydrokinetischen Zone ist unabhängig von den Verschiedenheiten in der Tiefe des Grundwasserbeckens (D).

Die Kurve (B) trennt die hydrokinetische Zone von der sog. Überhöhungzone, von der aus unmittelbar kein Zufluß zum Brunnen erfolgt, die aber als eine Speisungsquelle der hydrokinetischen Zone angesehen werden muß.

Die kuppelförmig aufsteigenden Kurvenbilder, welche aus den waagrechten laminaren Ebenen von gleichem Potentialwert stammen und auf die Überhöhungzone beschränkt sind, können wir als von der hydro-molekularen elastischen Ausdehnung der Flüssigkeiten herrührend ansehen, welche von der örtlichen Entspannung (Absenkung) der ursprünglichen piezometrischen Oberfläche des Grundwasserbeckens verursacht wird.

Diese elastische Ausdehnung ist das Ergebnis der Saugwirkung bei der mechanischen Wasserentnahme des Brunnens, der nur teilweise in das Grundwasserbecken eintaucht.

Die Reichweiten und Amplituden der wellenförmigen Kurven im Überhöhungsbereich können statistisch durch Piezometerbeobachtungen (Kurve C) bestimmt werden. Analytisch können sie berechnet werden als Funktionen der abgesenkten piezometrischen Oberfläche (S_x) und des Wasserentzuges (Q).

Die auffallenden Wellenkurven werden in ihrem Verlauf durch Bodenschichtungen behindert, welche die Überhöhungszonen kreuzen. Sie hängen daher eher von dem senkrechten Durchlässigkeitskoeffizienten (K_v) ab als von dessen statischem Wert (K_m). Es versteht sich von selbst, daß die physikalischen Eigenschaften der Überhöhungszonen in ihren Einzelheiten genauer studiert und behandelt werden müssen, was jedoch außerhalb des Rahmens der vorliegenden Arbeit liegt.

Die Abweichungen der Äquipotentiallinien in der Überhöhungszonen von denjenigen, die sich nach der Strömungsnetz-Theorie ergeben, lassen erkennen, daß letztere nur im Bereich der hydrokinetischen Zone Gültigkeit hat.

Die theoretischen Widersprüche, welche die Hydro-Potential-Auffassung von der Forchheimerschen Strömungsnetz-Theorie auf dem Gebiete der Boden-Hydraulik unterscheiden, sind die folgenden:

Die Begrenzung der Strömungsnetz-Theorie, welche ausschließlich innerhalb der Grenzen der hydrokinetischen Zone angewendet wird, und damit die Ausschaltung der Annahme, daß die Wasserbewegung den gesamten Hydro-Potentialbereich erfaßt, ohne Rücksicht auf die örtlich entzogenen Wassermengen (Q) und die jeweilige Eintauchtiefe des Brunnens in das Grundwasserbecken, wie die Strömungsnetz-Theorie behauptet.

Die Beseitigung der Annahme, daß vertikale Aufsteigedrucke verantwortlich sind für die Wasserhergabe unter den Brunnen oder unter drainierenden Wasserläufen, weil die Aufsteigedrucke neutralisiert werden und durch Druckausgleich in der Überhöhungszonen verschwinden.

Die Ausschaltung der oben erwähnten Annahmen gestattet die Beseitigung verschiedener irrtümlicher Auslegungen und Unbestimmtheiten, sowohl theoretisch als auch in der Auswertung dieser Theorie im Gebiet der Boden-Hydraulik.

Die analytischen Berechnungsmethoden für teilweise eintauchende Brunnen in Grundwasserbecken, die in der Praxis meist angewandt wird, welche durch Forchheimer, Rother und andere Forscher in der Vergangenheit und kürzlich niedergelegt wurden, haben sich als zu hypothetisch erwiesen und sind noch sehr fraglich.

Lueger, Die Wasserversorgung der Städte — Der Städtische Tiefbau — Band 2, Darmstadt 1890, hat erklärt, daß für teilweise eintauchende Brunnen angenommen werden muß, daß in Wirklichkeit nur ein teilweiser Wasserzufluß unterhalb der Bodensohle stattfindet, und daß eine tieferliegende Zone sich in stationärem Zustande befindet und nicht zum Einzugsgebiet der aktiven unvollständigen Brunnen gehört. Die Reichweite und Tiefe der nur teilweise bewegten Zone unter unvollkommen eintauchenden Brunnen blieb unbestimmbar. Luegers Annahme war, daß das Strömungsausmaß und die Tiefe der teilweise bewegten Zone unter solchen Brunnen nur von beschränkter Bedeutung sei, und daß deshalb die Dupuit-Thiem-Formeln für vollständig eintauchende Brunnen, welche bis zu undurchlässigen Schichten geführt sind, in analytischen Berechnungen mit einem Zuschlage von etwa 20 % zum (Q)-Wert zulässig wäre, wenn sie auf unvollkommen eintauchende Brunnen angewandt wird.

Die Hydropotential-Auffassung steht nicht im Widerspruch zu den klassischen Dupuit-Thiem'schen Berechnungsformeln. Die Forchheimersche Strömungsnetz-Theorie wird auf den Bereich der hydrokinetischen Zone begrenzt.

Formeln zur Berechnung von unvollkommen in freie Grundwasserbecken eintauchende Brunnen

Wir beschränken uns auf unvollkommen in freie Grundwasserbecken eintauchende Brunnen. Die Nomenklatur der Boden-Hydraulik ist unverändert beibehalten. Die zusätzlich verwendeten Zeichen beziehen sich auf die Tiefen.

welche unter der Bodensohle des aktiven unvollkommen eintauchenden Brunnens liegen und durch die Kurve (B) begrenzt werden.

Zwecks Vereinfachung soll angenommen werden, daß

1. die Bodenformationen homogen und isotropisch sind,
2. die Schlitzung der Brunnenrohre gleichmäßig über die ganze Länge verteilt ist,

3. die Abweichungen der Absenkung des Grundwasserspiegels am und im Brunnen vernachlässigt werden können,

4. die Strömung der hydraulischen Vektoren radial und am Brunnen rechtwinklig verläuft, und

5. die Ausdehnung des Grundwasserbeckens unbegrenzt in Reichweite und Tiefe sei.

Es wurde statistisch beobachtet, daß die Piezometerablesungen, wenn ein Piezometer an einem Punkt (X) in jedwede Tiefe der hydrokinetischen Zone eintaucht, keinerlei bedeutsame piezometrische Höhenabweichungen zeigen. Sobald die Piezometer jedoch die Kurve (B) erreichen, also in die Überhöhungszone kommen, sind die Wasserstandsanzeigen der Piezometer unterschiedlich und steigen, je tiefer sie eintauchen, bis sie nahezu den normalen Grundwasserstand erreichen.

Das gewählte Koordinatensystem, welches zur Berechnungsgrundlage dient, bezieht sich auf die Brunnenachse als Ordinate (Z) und die horizontale Tangente zur Kurve (B) als die Abszisse (X).

Die Abszisse (X) ist eine Funktion der Absenkung S_w und der Wassermenge (Q), welche dem aktiven Brunnen während der piezometrischen Beobachtungen entzogen wird. In dem Abstand (X) von der Brunnenachse ist die Tiefe der hydrokinetischen Zone:

$$Z + \Delta Z = Z.$$

Die maximale Tiefe der hydrokinetischen Zone (Abstand der X-Achse von der ursprünglichen Grundwasserspiegellinie) ist

$$H + \Delta H = D.$$

Die verschiedentlichen Tiefen des Grundwasserbeckens können in der analytischen Berechnung vernachlässigt werden, da kein Wassereinzug außerhalb der Grenzen der hydrokinetischen Zone erfolgt.

Die Kurve (B) des Überhöhungstrichters hängt von der Kurve (A) ab, die den Absenkungstrichter darstellt. Beide sind voneinander abhängig.

Um die Differentialgleichungen zu vereinfachen, wird angenommen, daß die Brunnensohle bis zur Abszisse (X) abgesenkt mit einer Absenkung von (ΔH), von Punkt (b) zu Punkt (b'), und die Kreuzung der Kurve (A) am Brunnen wird von Punkt (a) zu Punkt (a') abgesenkt. Solch eine Interstellung der Kurven (A) und (B) ist ohne Resultatänderung zulässig, weil der volumetrische Wert der Rotationsfläche der hydrokinetischen Zone nicht geändert wird. Eine derartig abstrakte Änderung der hydrokinetischen Rotationsfläche erlaubt, die Berechnungsgleichungen zu vereinfachen und in Form, Ausdruck und Ableitung die üblichen Dupuit-Thiemschen Formeln beizubehalten, welche sich auf vollkommen eintauchende Brunnen beziehen.

Nach dem Darcyschen Gesetz ist die Strömungsgeschwindigkeit mit einem mittleren Durchlässigkeitskoeffizienten K_m

$$Vx = K_m \cdot dZ/dX.$$

Die Gesamtwassermenge, die durch einen zur Brunnenachse konzentrischen Zylinder vom Radius x entzogen wird, ist dann:

$$Q = 2\pi \cdot X \cdot Z \cdot K_m \cdot dZ/dX.$$

Durch die Integration der obigen Differentialgleichung für den Bereich der hydrokinetischen Zone folgt:

$$Z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot K_m} \cdot (\ln X - \ln r). \quad (I)$$

Mit $Z = D$ und $x = R$ wird hieraus

$$D^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi \cdot K_m} (\ln R - \ln r). \quad (II)$$

Durch (I) und (II) sind die Kurven (A) und (B) relativ zueinander festgelegt.

Zusammenfassung

Die Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik bestimmt verschiedene klar abgezeichnete Zonen des Grundwasserbeckens, wobei jede einzelne dieser Zonen bestimmte charakteristische physikalische Eigenschaften besitzt, welche wie folgt klassifiziert werden können:

Die hydro-potentielle Zone, in der keine Wasserbewegung erfolgt,

die hydrokinetische Zone (Zone der Flüssigkeitsbewegung) und

die Überhöhungszone.

Die Einzugszone (Perkolationszone) liegt im allgemeinen oberhalb des Grundwasserspiegels.

Hier findet eine durch die Gravitation bedingte Sinkbewegung des Niederschlagswassers statt.

Die Klassifizierung der verschiedenen Zonen des Grundwasserbeckens erlaubt die Aufstellung von Arbeitsgrundsätzen und analytischen Berechnungen als Grundlage für die verschiedenen technischen Probleme im Gebiete der Boden-Hydraulik und Boden-Mechanik.

Die technischen Vorteile der Hydro-Potential-Auffassung für die Ingenieurpraxis und Planung im Gebiete der bodenhydraulischen Probleme sind u. a.:

1. die Bestimmung der Eintauchtiefe in Grundwasserbecken für Brunnen, die Trinkwasser oder häusliches Verbrauchswasser liefern sollen, durch Wahl der bestgeeigneten Tiefen für den Einsatz von Brunnenfiltern, um Verunreinigung des gelieferten Wassers zu vermeiden, die gewöhnlich aus der Perkolationszone stammt, und

2. die Bestimmung der zulässigen Eintauchtiefe von Brunnen in Grundwasserbecken, dort wo Süßwasser direkten Kontakt mit Salzwasser hat, was normalerweise in der Nähe der Meeresküste vorkommt. Diese Eintauchtiefe sollte nicht die zulässige und bestimmbare Tiefe (E) überschreiten, wie es in Abb. 1 gezeigt wird. Die Tiefe oder das Gefälle der Berührungsfläche zwischen Salz- und Süßwasser wird bestimmt durch den Unterschied der spezifischen Gewichte der Flüssigkeiten und die ursprüngliche Höhe des Grundwasserspiegels über dem Meeresspiegel.

Die theoretischen Analysen und die Arbeitsgrundlagen der Hydro-Potential-Auffassung haben gewisse Annahmen begrenzt und ausgeschieden, welche bisher in klassischen Theorien und Anwendungsmethoden gebraucht werden, obwohl sie mit dem wirklichen Naturphänomen im Gebiete der Boden-Hydraulik unvereinbar waren.

Die obenerwähnten technischen Vorteile und Deduktionen, die aus der Hydro-Potential-Auffassung der Boden-Hydraulik ihren Ursprung nehmen, müssen selbstverständlich noch mit weiteren Erklärungen und mit Belegen versehen werden. Ich werde mich bemühen, dies durch Sonderstudien der betreffenden Objekte und Veröffentlichungen zu tun, um den wissenschaftlichen und praktischen Wert der Auffassung weiter zu begründen.

Der Kreisring-Kragträger im USA-Ausstellungsdom in Moskau

Von Dr.-Ing. H. K. Bandel, New York

DK 624.072.7 : 725.91 (73)

Innerhalb des Stahldomes, der anlässlich der vor wenigen Monaten eröffneten Ausstellung der Vereinigten Staaten von Nordamerika in Moskau errichtet wurde, überspannt die in den Abb. 1 und 2 gezeigte Konstruktion bei alleiniger vertikaler Stützung ihres äußeren Umfanges eine 40 Fuß breite Kreisringfläche, welche ideale Möglichkeiten

führte in vorliegendem Falle zur Verwendung von zug- und drucksteifen Aluminiumrohren für die gesamte Konstruktion mit Ausnahme der oberen Auslegerrückhalteseile. Mit Hilfe dieser drucksteifen Elemente ist das System fähig, sogar aufwärts gerichtete Kräfte aufzunehmen, nur allerdings umgekehrt wie ein äußeres Rangsystem eines offenen Domes wirkend.

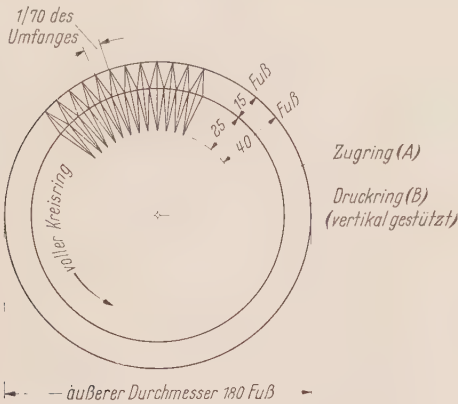


Abb. 1. System-Plan.

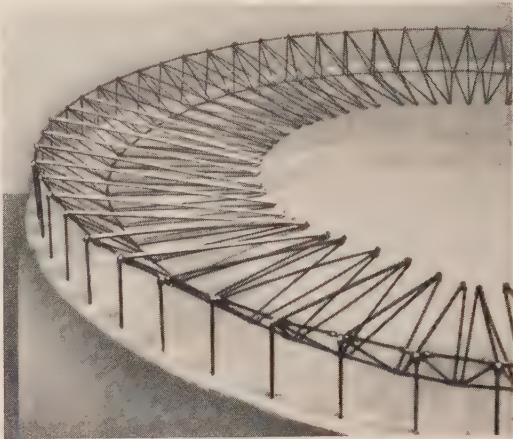


Abb. 3. Modellaufnahme.

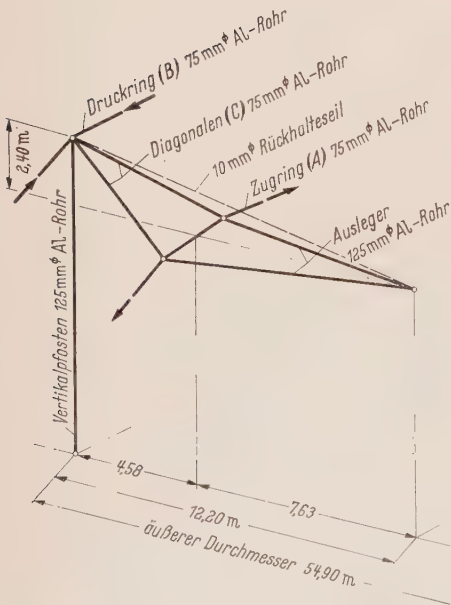


Abb. 2. Teilansicht.

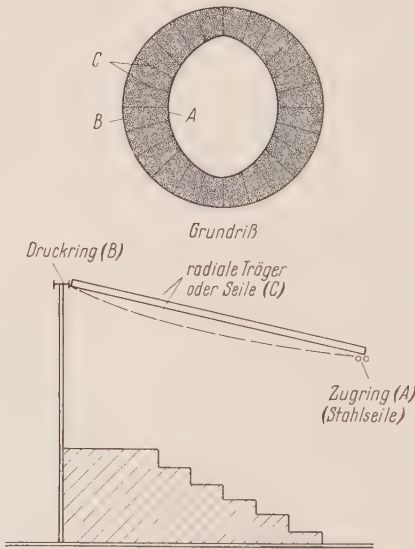


Abb. 4. Tribünendach (Schnitt).

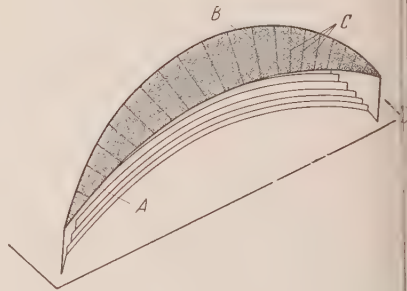


Abb. 5. Sichelförmiges Tribünendach.

zur Aufhängung von Ausstellungstafeln, Beleuchtung und Lautsprechern bietet.

Die spezielle Eigenart des Systems liegt in der Abtragung des Kragmomentes, welches nämlich durch das Kräftepaar resultierend aus den radialen und horizontal wirkenden Ringkraftkomponenten der beiden in unterschiedlicher Höhenlage angeordneten Ringe A (Zug) und B (Druck) aufgenommen wird.

Für symmetrische vertikale Belastung des Innenringes ist das System selbst bei Verwendung von Seilen für den Zugring und die radialen Verbindungen wie ein offenes Spinnweben vollkommen stabil. Unsymmetrische Belastungen bewirken jedoch erhebliche Verformungen. Dies

Die Modellaufnahme (Abb. 3) läßt die Anordnung dieses Systems deutlich erkennen.

Das oben beschriebene System birgt ohne Zweifel weitere Verwendungsmöglichkeiten in sich, z. B. ist es zur Überdachung von ring-, elliptisch- oder sichelförmig angeordneten Tribünen durch die natürliche Schaffung einer freien Sichtfläche (Abb. 4 u. 5) besonders geeignet.

Die Architekten der Konstruktion in Moskau waren George Nelson & Co. Inc., New York, der Entwurf lag in den Händen von William Katavolos und die beratenden Ingenieure waren Severud-Elstad-Krüger Assoc., New York.

Zur linearen Zunahme der Steifzahl E des Baugrundes mit der Tiefe

Von Dipl.-Ing. Karl Fischer, Wien

OK 624.131.522

1. Einleitung

Die Steifzahl E des Baugrundes ist in den oberen Schichten meistens wechselnd. Es ist aber anzunehmen, daß ihr Mittelwert linear mit der Tiefe zunimmt. Bei einem Baugrund aus homogenem Sand von großer Mächtigkeit ist dies leicht einzusehen, aber obige Annahme dürfte ganz allgemein für alle Bodenarten gelten. Darauf hat erstmalig O. K. Fröhlich [1] S. 89 hingewiesen. Die Zunahme ist wohl gering, aber sie macht sich bei der Setzung großer Fundamente von schweren Bauwerken doch geltend, weil deren Druck in große Tiefe reicht. In solchen Fällen kann eine Abminderung der rechnermäßigen Setzung erzielt werden, was bei der Errichtung von Hochhäusern und Industriebauten wohl beachtenswert ist. Der folgende Bericht ist ein Beitrag zur Bestätigung dieser Theorie.

2. Versuchsergebnisse

Im Jahre 1950 wurden bei einem Brückenbau über den Donaukanal in Wien zwei Bohrlöcher auf größere Tiefe abgeteufelt, wobei die Möglichkeit vorlag, den Verlauf der

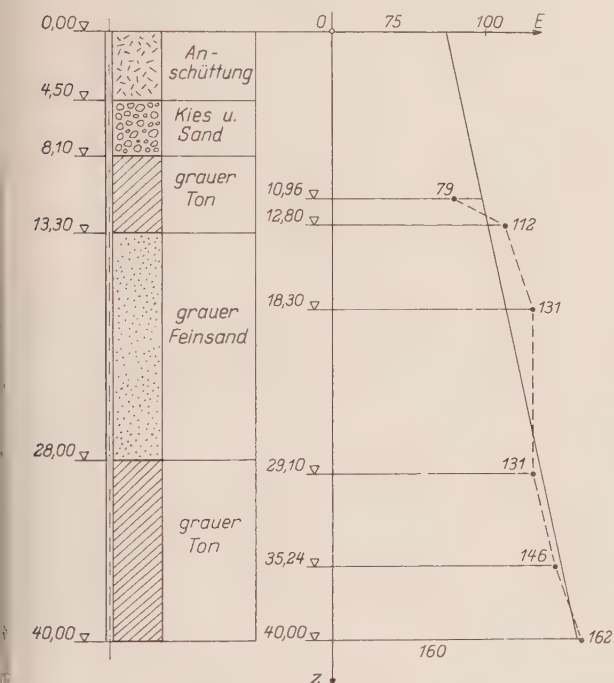


Abb. 1. Bohrprofil Nr. 1 am linken Ufer des Donaukanals in Wien.

Steifzahl mit zunehmender Tiefe zu überprüfen. Die Bohrungen wurden so angesetzt, daß auf jedem Ufer ein Bohrloch lag, der Abstand beider war rd. 60 m. Die Bohrprofile sind in den Abb. 1 und 2 dargestellt. Die Bodenarten waren in beiden Bohrlöchern ziemlich gleichartig, nur die Mächtigkeit war verschieden. Bei den Bohrungen wurden von allen Schichten ungestörte Bodenproben entnommen, deren Kennziffern im Erdbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Wien festgestellt worden sind. In den Abb. 1 und 2 ist der zu jedem Profil gehörige Verlauf der E -Zahlen mit der Tiefe durch einen gebrochenen Linienzug strichliert dargestellt. Eine Ausgleichsrechnung dieser Zahlen ergab die voll gezeichneten Geraden.

3. Die Gleichung der E -Zahl

Eine einfache Gleichung für die E -Zahl ist folgende:

$$E = E_0 + K \cdot z \quad (1)$$

E_0 = Steifzahl an der Oberfläche, kg/cm^2

K = Zunahme derselben je Tiefeneinheit, kg/cm^3

z = Tiefenordinate, cm.

Die Ausgleichung der E -Zahlen obiger Bohrprofile ergab folgende Gleichungen:

$$\begin{aligned} 1) \quad E &= 75 + 0,021 \cdot z \\ 2) \quad E &= 69 + 0,019 \cdot z \end{aligned} \quad (2)$$

Die Zahlen E_0 werden im allgemeinen sehr verschiedene Größe haben, hingegen ist der geringe Unterschied der K -Zahlen bemerkenswert. Es ist anzunehmen, daß die Schwankungen von K gering sein dürften, d. h. die mittlere Zunahme der E -Zahl wird angenähert eine Konstante sein.

Für eine mit der Tiefe zunehmende E -Zahl hat O. K. Fröhlich [1] S. 89 folgende Gleichung angegeben:

$$E = \frac{p_0 + \gamma z}{\omega} \quad (3)$$

p_0 = Anfangsspannung in kg/cm^2

γ = Raumgewicht des Bodens, kg/cm^3

z = Tiefenordinate, cm

ω = Elastizitätskonstante, dimensionslos.

Durch Zerlegung von (3) in zwei Summanden folgt

$$E = \frac{p_0}{\omega} + \frac{\gamma}{\omega} z. \quad (4)$$

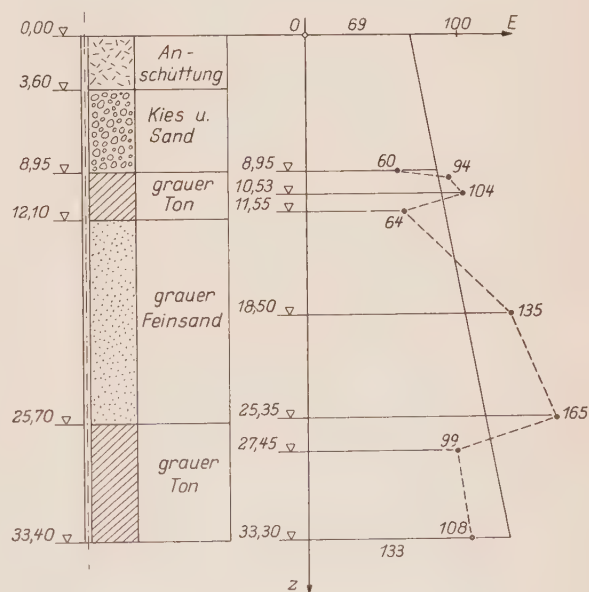


Abb. 2. Bohrprofil Nr. 2 am rechten Ufer des Donaukanals in Wien.

Ein Vergleich mit (1) zeigt folgenden Zusammenhang:

$$E_0 = \frac{p_0}{\omega}, \quad K = \frac{\gamma}{\omega}. \quad (5)$$

Die Umformung der Gleichungen (2) nach (5) ergibt folgende Zahlen:

$$1) \quad \frac{p_0}{\omega} = 75, \quad \frac{\gamma}{\omega} = 0,021.$$

Setzt man $\gamma = 0,0015 \text{ kg/cm}^3$, so ist

$$\omega = \frac{\gamma}{0,021} = \frac{0,0015}{0,021} = 0,071,$$

$$p_0 = 75 \cdot \omega = 75 \cdot 0,071 = 5,3 \text{ kg/cm}^2;$$

$$2) \quad \frac{p_0}{\omega} = 69, \quad \frac{\gamma}{\omega} = 0,019,$$

$$\omega = \frac{\gamma}{0,019} = \frac{0,0015}{0,019} = 0,079,$$

$$p_0 = 69 \cdot \omega = 69 \cdot 0,079 = 5,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Damit erhalten die Gl. (2) folgende Form:

$$\left. \begin{aligned} 1) E &= \frac{5,3 + 0,0015 z}{0,071} \\ 2) E &= \frac{5,5 + 0,0015 z}{0,079} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Man ersieht daraus, daß der Unterschied der ω -Werte nur gering ist, der Mittelwert ist $\omega = 0,075$. Dann ist nach (5) der Mittelwert von $K = 0,020 \text{ kg/cm}^3$, was auch aus (2) hervorgeht.

Mit Einführung dieses Wertes in (1) folgt als angenäherte Gleichung

$$E = E_0 + 0,02 \cdot z. \quad (7)$$

Dies entspricht einer Zunahme der E -Zahl von 2 kg/cm^2 auf je 1 m Tiefe.

Einige Bemerkungen zur Berechnung der schiefen orthotropen Platten

Von Ing. Tibor Jávör, Bratislava

Kand. der techn. Wissensch., Forschungsinstitut für Bauwesen, Bratislava (ČSR)

DK 624.073.111.04

In dem Aufsatz [1] der Herren M. Naruoka und H. Yonezawa [„Der Bauingenieur“, 1957, Heft 10] wurden schiefe orthotrope Platten mit zwei freien und zwei frei gestützten Kanten mit Hilfe der Differenzenrechnung behandelt. Dieses Problem ist in letzter Zeit in der Statik der Brückenkonstruktionen sehr aktuell geworden. Da sich der Autor dieses Beitrages mit dem gleichen Problem in den Jahren 1955—1957 beschäftigte, möchte er hierzu noch einige kurze Bemerkungen anführen.

a) In dem veröffentlichten Aufsatz [1] ist die Lösung schiefer orthotroper Platten unter der Annahme, daß

$$H = \sqrt{N_x N_y}, \quad \mu_x = \mu_y = \mu = 0 \quad (1)$$

ist, beschrieben. Meiner Meinung nach ist es möglich, alle schiefen orthotropen Platten, für welche die Bedingung

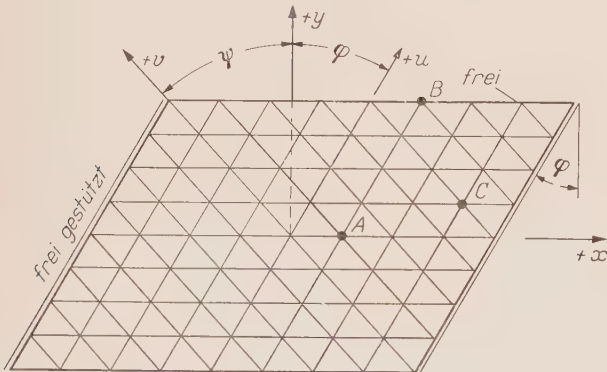


Abb. 1.

(1) gilt, mit Hilfe schon bekannter Lösungen der schiefen isotropen Platten (siehe [6] bis [9]) statisch zu überprüfen. Dies liegt an der Möglichkeit einer einfachen Transformation der Differentialgleichung für die Durchbiegung der orthotropen Platte

$$N_x \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + N_y \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (2)$$

auf die Differentialgleichung für die Durchbiegung der isotropen Platte

$$\Delta \Delta w = \frac{p(x, y)}{N} \quad (3)$$

Wenn man Gleichung (2) durch die Biegesteifigkeit „ N_y “

dividiert und $\varepsilon = \sqrt{\frac{N_y}{N_x}}$ setzt, erhält man

4. Zusammenfassung

Die Auswertung der Versuchsergebnisse aus den beiden Bohrprofilen ergab tatsächlich eine lineare Zunahme der E -Zahl mit der Tiefe. Durch Anwendung dieser Ergebnisse auf die Setzungsrechnung großer Bauwerke kann eine Verminderung des Setzungsbetrages erreicht werden. Dazu wäre allerdings eine Fortsetzung solcher Versuche bei tiefen Bohrungen notwendig, um einen Vergleich der K -Zahlen zu erreichen.

Literatur

1. O.K. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrunde. Wien 1934 J. Springer.
2. H. Borowicka: Die Druckausbreitung im Halbraum bei linear zunehmendem Elastizitätsmodul. Ing.-Archiv 14 (1943) H. 2 S. 75—82.

$$\frac{1}{\varepsilon^4} \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^4} + \frac{2}{\varepsilon^2} \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x, y)}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{N_y} \quad (4)$$

Führt man hingegen in Gleichung (3) für die isotrope Platte eine neue Abszisse $x' = \varepsilon \cdot x$ ein, so wird

$$\frac{1}{\varepsilon^4} \frac{\partial^4 w(x', y)}{\partial x'^4} + \frac{2}{\varepsilon^2} \frac{\partial^4 w(x', y)}{\partial x'^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w(x', y)}{\partial y^4} = \frac{p(x', y)}{N} \quad (5)$$

Die Formen der Gleichungen (4) und (5) unterscheiden sich nur in den Werten der Koordinaten „ x “ resp. „ x' “ und in den Werten der rechten Seiten der Gleichungen

$$\frac{p(x, y)}{N_y} \text{ resp. } \frac{p(x', y)}{N}$$

Die Berechnung schiefer orthotroper Platten, für die die Bedingung (1) gilt, läßt sich demnach reduzieren auf die Untersuchung isotroper Platten, die gegenüber den vorgelegten orthotropen Platten nach Maßgabe des Maßstabsfaktors ε in x -Richtung zu verlängern bzw. zu verkürzen sind. In diesem Sinne ist es notwendig, auch die eventuell gleichmäßig verteilte Belastung zu reduzieren.

Es ist daher einleuchtend, daß die in [1] schwer erzielten Lösungen mit der Lösung der schiefen isotropen Platten nach Vernon Jensen qualitativ übereinstimmen.

b) In ihrer Arbeit [1] kommen die Herren Naruoka und Yonezawa zu nicht ganz genauen Ergebnissen bei

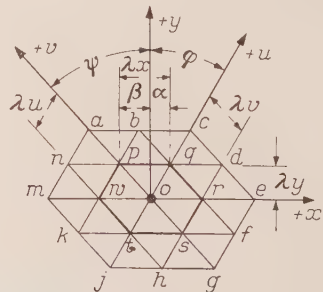


Abb. 2.

den Ecken der Platten infolge der Benutzung nicht ganz genauer Randbedingungen längs der frei gestützten Kanten. Der Fehler wächst mit der größeren Schiefe. Besser ist es, längs der frei gestützten Kanten die Durchbiegung $w = 0$ und das längs der freigestützten Kanten in der senkrechten Ebene zu diesen Kanten wirkende Biegemoment $m_n = 0$ zu setzen, was bei unserer Rechnung beachtet wurde.

Es wurde das Dreiecksdifferenzennetz verwendet.

Mit den Bezeichnungen

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{\alpha}{A_x}; & B &= \frac{\beta}{A_x}; & C &= \frac{\gamma}{A_x^2}; & p(x, y) &= p, \\ v &= \left(2N_{xy} + \frac{\mu_y N_x + \mu_x N_y}{2} \right); & 2N_{xy} &= (1 - \sqrt{\mu_x \mu_y}) \sqrt{N_x N_y} \cdot \\ & \frac{G h^3}{12} \end{aligned}$$

es dann möglich, die Grundgleichung der orthotropen Platte für den allgemeinen Knotenpunkt „A“ in der Differenzform so zu schreiben:

$$\begin{aligned} p A_y^4 &= + 2 w_0 \cdot \\ [3 C^2 N_x + 2 C (2 - 3 A B) H + (A^2 - 4 A B + B^2 + 3 A^2 B^2 + 2) N_y] + \\ & - 2 (w_p + w_s) [C (B - 2 A) H + A + (2 A B - B^2 - 2) N_y] + \\ & - 2 (w_q + w_t) [C (A - 2 B) H + B (2 A B - A^2 - 2) N_y] + \\ & - 2 (w_r + w_w) [-2 C^2 N_x + 2 C (2 A B - 1) H + A B + (3 - 2 A B) N_y] + \\ & - (w_a + w_g) A^2 N_y + 2 (w_b + w_h) A B N_y + (w_c + w_j) B^2 N_y + \\ & - 2 B (w_d + w_k) (C H - A B N_y) + (w_e + w_m) \cdot \\ & (C^2 N_x - 2 A B C H + A^2 B^2 N_y) + 2 A (w_f + w_n) (C H - A B N_y). \end{aligned} \quad (6)$$

Die Differenzengleichung der schiefen orthotropen Platte für einen beliebigen Knotenpunkt „B“ auf der freien Kante hat bei der Erfüllung der Randbedingungen $m_y = 0$, $q_y = 0$ diese Form:

$$\begin{aligned} p A_y^4 &= + w_0 [+ 3 C^2 N_x + \\ & (2 - 3 A B) 2 C H + (6 \mu_x A B C - 4 \mu_x C - 3 \mu_x^2 C^2 + A^2 + B^2) N_y] + \\ & (w_r + w_w) [-2 C^2 N_x + (-1 + 2 A B) 2 C H + (A B + 2 \mu_x C - \\ & - 4 \mu_x A B C + 2 \mu_x^2 C^2) N_y] + w_t [(+ A - 2 B) 2 C H + \\ & + 2 A B^2 - A^2 B - 2 B + 2 B C \mu_x - A C \mu_x) N_y] + \\ & w_s [(B - 2 A) 2 C H + (2 A^2 B - A B^2 - 2 A + 2 A C \mu_x - \\ & - B C \mu_x) N_y] + w_g A^2 N_y + 2 w_h A B N_y + w_j B^2 N_y + \\ & w_k [+ 2 B C H - (+ A B^2 + B C \mu_x) N_y] + (w_m + w_e) \cdot \\ & [+ N_x \frac{C^2}{2} - A B C H + (\mu_x A B C - \mu_x^2 \frac{C^2}{2}) N_y] + \\ & w_f [+ 2 A C H - (+ A^2 B + \mu_x A C) N_y]. \end{aligned} \quad (7)$$

Die Gleichung für den Knotenpunkt „C“ an der frei gestützten Kante hat die Form

$$\begin{aligned} p A_y^4 &= + w_0 [+ N_x C^2 (6 + R - S) + (4 - 6 A B - A B R + \\ & + A B S - A S - A R) 2 C H + (6 A^2 B^2 + 6 B^2 + 6 A^2 + \\ & + A^2 B^2 R - A^2 B^2 S + 2 A^2 B S + 2 A^2 B R + A^2 S - A^2 R) N_y] + \\ & w_q [-2 N_x C^2 R + (2 A - 4 B + A S - A R + 4 A B R) C H + \\ & - (4 A B^2 - 2 A^2 B - 4 B - 2 A^2 B^2 R - A^2 B S + A^2 B R) N_y] + \\ & w_t [(+ 2 A - 4 B + A R - A S) C H + (4 A B^2 - 2 A^2 B - 4 B - \\ & - 2 A^2 S - A^2 B R + A^2 B S) N_y] + w_w [-4 C^2 N_x + (2 A B - 1) \\ & + 4 C H + (3 - 2 A B) 2 A B N_y] + w_m [+ N_x C^2 - 2 A B C H + \\ & + A^2 B^2 N_y] + w_p [(B - 2 A) 2 C H + (2 A B - B^2 - 2) 2 A N_y] + \\ & 2 w_n A (C H - A B N_y) + A^2 N_y w_a + 2 w_k B (C H - A B N_y) + \\ & 2 A B N_y w_b + (w_c + w_j) B^2 N_y, \end{aligned} \quad (8)$$

$$\text{wo} \quad R = \frac{M}{M + F}; \quad S = \frac{F}{M + F};$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{C}{2} \left[-N_x - \mu_x N_y - N_x (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) + \mu_x N_y \cdot \right. \\ & \quad \cdot (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - 4 N_{xy} \sin^2 \varphi \left. \right] - \\ & - \frac{A B}{2} \left[-N_y - \mu_y N_x + N_y (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - \mu_y N_x \cdot \right. \\ & \quad \cdot (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - 4 N_{xy} \cos^2 \varphi \left. \right], \\ M &= \frac{A}{2} \left[-N_y - \mu_y N_x + N_y (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - \mu_y N_x \cdot \right. \\ & \quad \cdot (\cos^2 \varphi - \sin^2 \varphi) - 4 N_{xy} \cos^2 \varphi \left. \right]. \end{aligned}$$

Alle weiteren Differenzengleichungen für die übrigen 12 charakteristischen Knotenpunkte sind in der Arbeit (5) angeführt. Hier sind auch die charakteristischen Ausdrücke für Bestimmung der Momente m_x , m_y , m_{xy} und für die Berechnung von Einflußflächen beliebiger statischer Größen angegeben. Alle Lösungen sind gleichzeitig in Tabellen zusammengestellt, wie für orthotrope, so auch für isotrope schiefe Platten. Es ist zu bemerken, daß alle diese Gleichungen inklusive (6) bis (8) für beliebige schiefe orthotrope und isotrope Platten gelten.

c) Außer dieser Methode durch Lösung der Differenzengleichungen haben wir die Lösung schiefer orthotroper und isotroper Platten mit Hilfe der Singularitätenmethode durchgeführt [10, 11]. Die regulären Teile der Einflußfunktionen beliebiger statischer Größen sind wieder durch Lösung der Differenzengleichungen erzielt, wobei in die absoluten Glieder der Differenzengleichungen die Singulärwerte eingehen. Alle Ausdrücke sind wieder übersichtlich in Tabellen der Arbeit [5] zusammengestellt.

d) Alle Berechnungen sind an Betonmodellen der schiefen ortho- und isotropen Platten überprüft worden [3, 4, 5]. Wir haben auch Messungen an fertigen Brücken durchgeführt, bei denen es sich um dichte schiefe Trägerroste handelte, die man ja im Grenzfall als schiefe orthotrope Platten ansehen kann.

Leider ist in der Arbeit [1] der japanischen Forscher nicht angeführt, wie die genauen Randbedingungen an freien gestützten Kanten der Modelle realisiert werden konnten und wie das Heben der Ecken, welches bei den Modellprüfungen entscheidend ist, verhindert wurde.

Literatur

1. M. Naruoka, H. Yonezawa: Über die Anwendung der Biegunstheorie orthotroper Platten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken. Der Bauingenieur 32 (1957), H. 10.
2. T. Jávör: Porovnávacie výpočty stavebných koštruktíí na spôsob trámových roštov a ortotropných dosiek. Ašp. práca, Bratislava, 1956.
3. T. Jávör: Meranie deformácií magnetoelektrickými tenzometrami. Stavebnícky časopis SAV, 1957 č. 6.
4. T. Jávör: Zjednodušené riešenie a modelové meranie šikmých ortotropných dosiek. Sborník z I. sjazdu teoretikov stavebných koštruktíí SAV v Smoleniciach.
5. T. Jávör: Šikmé ortotropné dosky. Dizertačná práca, Bratislava.
6. Vernon Jensen: Analyses of Skew Slabs, 1941.
7. N. J. Nielsen: Skävinklade plader, 1944.
8. J. Wunsch: Šikmé mostovkové dosky, 1957.
9. A. Anzelius: Über die elastische Deformation parallelogrammformiger Platten. Der Bauingenieur (1939) S. 478.
10. A. Pucher: Über die Singularitätenmethode an elastischen Platten.
11. J. Mossakowski: Osobliwe rozwiązania w teorii płyt ortotropowych, Archiwum mechaniki stosowanej, 1954, No. 3.

Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld

Zuschrift

zu dem gleichnamigen Beitrag von Dr.-Ing. R. Hiltcher und B. Pant*

Von Dr. B. Cvetkov, Cooma, N. S. W., Australien

DK 624.043.7 : 627.821.001.57 : 627.83/.84

Wir nehmen an, daß die Richtung von p (Abb. 1) mit der Richtung einer Hauptachse OX der elliptischen Öffnung zusammenfällt. Es sei

$$x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1 \quad (1)$$

die Gleichung der Ellipse in der Koordinatenebene OXY .

Unter „totaler Zugkraft“ verstehen die erwähnten Verfasser den numerischen Wert T des Integrals

$$T = \int_a^{x_0} \sigma_y dx \quad (2)$$

Um die totale Zugkraft in dimensionsloser Form darstellen zu können, dividieren dieselben Verfasser die Zahl T durch das Produkt $p \cdot w$, wobei p der einachsige Druck im Felde und w die Weite des Öffnungsprofils bedeuten.

Mit unseren Bezeichnungen haben wir

$$w = 2b \quad (3)$$

Die rechnerische Aufgabe ist es also, das Integral

$$Q = \frac{1}{2pb} \int_a^{x_0} \sigma_y dx \quad (4)$$

zu berechnen. Die totale Zugkraft T ist

$$T = 2pbQ \quad (5)$$

Wir müssen die Zugspannung σ_y , entlang der Achse OX , als eine Funktion von x , also in der Form

$$\sigma_y = f(x) \quad (6)$$

darstellen. Die obere Grenze x_0 des Integrals (4) ist eine positive Wurzel der Gleichung

$$f(x) = 0 \quad (7)$$

Für die Funktion $f(x)$ werden in derselben Veröffentlichung nur die Ergebnisse der klassischen analytischen Methoden ver-

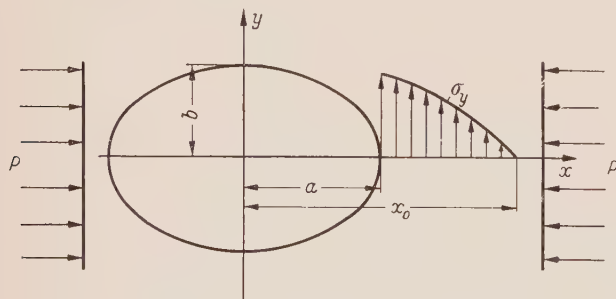


Abb. 1.

wendet, welche auf der Theorie der Funktionen von reellen Veränderlichen beruhen.

Im Falle einer kreisförmigen Öffnung

$$a = b = r \quad (8)$$

ist die Funktion $f(x)$ ohne weiteres von der bekannten Kirschschens Formel

$$\sigma_\theta = -\frac{p}{2} \left[\left(1 + \frac{r^2}{x^2} \right) - \left(1 + 3 \frac{r^4}{x^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (9)$$

zu erhalten, wenn man

$$\theta = 0^\circ \quad (10)$$

einsetzt. Man erhält

$$\sigma_y = -\frac{p}{2} \left(\frac{r^2}{x^2} - 3 \frac{r^4}{x^4} \right), \quad (11)$$

die Gleichung (7) liefert

$$x_0 = \sqrt{3} r \quad (12)$$

und das Integral (4) ist unmittelbar zu berechnen:

$$Q = 0,0962. \quad (13)$$

* Der Bauingenieur 32 (1957) Heft 12, S. 470.

Für

$$a \neq b \quad (14)$$

sind die Formeln der klassischen Auflösung so kompliziert, daß das Integral (4) nicht unmittelbar von den Verfassern berechnet wurde. Man hat nämlich die durch die Wolfschen Formeln dargestellten Kurven ausgewertet und nachdem graphisch integriert. Es ist klar, daß solche Prozeduren die Untersuchung des Problems sehr erschweren.

Herr Dipl.-Ing. G. Eras hat in einer Veröffentlichung [1] in dieser Zeitschrift die entscheidenden Vorteile der in der russischen Schule entwickelten Methoden demonstriert, welche auf der Theorie der analytischen Funktionen von komplexen Veränderlichen beruhen. Z. B. hat dieser Verfasser eine einwandfreie mathematische Auflösung mancher elasto-statischer Probleme gezeigt, obwohl dieselben Probleme als „unlösbar“ erschienen.

In dieser Notiz will ich eine Formel zeigen, welche die unmittelbare Berechnung der Größe Q in (4) erlaubt.

Mit dem Achsenverhältnis

$$k = a/b \quad (15)$$

ist:

$$Q = \frac{1}{2} \left[\frac{\sqrt{k^2 + k - 0,5} + \sqrt{k + 1,25}}{(k-1)^2} - \frac{\sqrt{k + 0,5} + \sqrt{k + 1,25}}{(k-1)^2} - \frac{1}{k-1} \cdot \frac{1}{\sqrt{k + 0,5} + \sqrt{k + 1,25}} \right] \quad (16)$$

Hiermit kann man die Größe Q , und damit auch T , für jede beliebige elliptische Öffnung berechnen.

Betrachten wir z. B. einen Riß senkrecht zur Druckrichtung, so wird mit $a = 0$, also

$$k = 0 \quad (17)$$

aus (16)

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,5 - \sqrt{1,25}}{\sqrt{1,25} + 0,5} \quad (18)$$

was mit dem in der Veröffentlichung gezeigten Wert

$$Q = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{5\sqrt{5}-11}{2}} \quad (19)$$

übereinstimmt.

In der folgenden Tabelle sind einige Werte von Q in Abhängigkeit vom Halbachsenverhältnis k angegeben:

k	Q
0	0,1501
0,5	0,1162
1,0	0,0962
1,5	0,0828
2,0	0,0729
2,5	0,0655
3,0	0,0595

Der Wert x_0 der gesuchten Wurzel der Gleichung (7) ist durch

$$x_0 = \sqrt{\frac{2k^2 + 2k - 1 + \sqrt{4k + 5}}{2}} b \quad (20)$$

zu berechnen.

Für $k = 1$, $b = r$ erhalten wir den Wert (12).

Die oben gezeigten Formeln habe ich auf Grund der Ergebnisse der Untersuchungen von G. N. Sawin abgeleitet. Dem Leser wird sein bedeutendes Buch [2] empfohlen.

Sawin untersucht den allgemeinsten Fall eines ebenen Spannungszustandes, welcher durch das verallgemeinerte Hookesche Gesetz

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= a_{11} \sigma_x + a_{12} \sigma_y + a_{13} \tau_{xy} \\ \varepsilon_y &= a_{12} \sigma_x + a_{22} \sigma_y + a_{23} \tau_{xy} \\ \gamma_{xy} &= a_{13} \sigma_x + a_{23} \sigma_y + a_{33} \tau_{xy} \end{aligned} \quad (21)$$

definiert ist. Mit den Lösungen

$$s_1 = \beta_1 i, \quad s_2 = \beta_2 i, \quad s_3 = -\beta_1 i, \quad s_4 = -\beta_2 i, \quad [\beta_1 > 0, \beta_2 > 0] \quad (22)$$

r charakteristischen Gleichung

$$a_{11} s^4 - 2 a_{13} s^3 + (2 a_{12} + a_{33}) s^2 - 2 a_{23} s + a_{22} = 0 \quad (24)$$

det man auf Seite 176 desselben Buches für die Zugspannungen σ_y in Abb. 1 die Formel

$$\sigma_y = \frac{p b}{\beta_1 - \beta_2} \left[\frac{1}{a - \beta_1 b} \left(1 - \frac{x}{\sqrt{x^2 - a^2 + \beta_1^2 b^2}} \right) - \frac{1}{a - \beta_2 b} \left(1 - \frac{x}{\sqrt{x^2 - a^2 + \beta_2^2 b^2}} \right) \right] \quad (25)$$

Wir wenden jetzt die obige Formel auf unser Problem an. Wenn wir annehmen, daß die gelochte Platte isotrop ist, reduziert sich die Gleichung (24) zu der bekannten biharmonischen Gleichung

$$s^4 + 2 s^2 + 1 = 0, \quad (26)$$

ren Wurzeln

$$s_1 = i, s_2 = i, s_3 = -i, s_4 = -i \quad (27)$$

nd. Also sind

$$\beta_1 = +1, \beta_2 = +1, \quad (28)$$

omit aus (25) zunächst ein unbestimmter Ausdruck $\left(\frac{0}{0} \right)$ her-

geht. Nach Anwendung des bekannten Satzes von L'Hospital folgt dann schließlich

$$\sigma_y = \frac{b^2}{(a-b)^2} - \frac{b^2}{(a-b)^2} \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 - a^2 + b^2}} + \frac{b^3}{a-b} \cdot \frac{x}{(x^2 - a^2 + b^2)^{3/2}} \quad (29)$$

Wir setzen

$$a = k b \quad (30)$$

n und erhalten

$$\sigma_y = \frac{1}{(k-1)^2} - \frac{1}{(k-1)^2} \cdot \frac{x}{\sqrt{x^2 - (k^2-1)b^2}} + \frac{1}{k-1} \cdot \frac{b^2 x}{[x^2 - (k^2-1)b^2]^{3/2}} \quad (31)$$

Die Gleichung

$$\sigma_y = 0 \quad (32)$$

führt zu der rationalen Gleichung

$$x^4 - (2k^2 + 2k - 1)b^2 x^2 + (k+1)^2 (k-1)b^4 = 0, \quad (33)$$

deren Auflösung

$$x^2 = \frac{2k^2 + 2k - 1 \pm \sqrt{4k+5}}{2} b^2 \quad (34)$$

ergibt. Es ist leicht festzustellen, daß dem Vorzeichen minus eine uneigentliche Wurzel entspricht. Also haben wir

$$x_0^2 = \frac{2k^2 + 2k - 1 + \sqrt{4k+5}}{2} b^2, \quad (35)$$

woraus Formel (21) folgt.

Wir dividieren die beiden Seiten von (31) durch $2b$ und integrieren hinsichtlich x . Wir erhalten

$$\frac{1}{2pb} \int_{x=a-kb}^x \sigma_y dx = \frac{1}{2b} \left[\frac{x}{(k-1)^2} - \frac{1}{(k-1)^2} \sqrt{x^2 - (k^2-1)b^2} - \frac{1}{k-1} \cdot \frac{b^2}{\sqrt{x^2 - (k^2-1)b^2}} \right] = F(x). \quad (36)$$

Nach (4) ist nun

$$Q = F(x_0) \quad (37)$$

und mit x_0 nach (21) und nach gewissen Umformungen wird die Formel (16) festgestellt.

Die Kirschsche Formel (11) kann auch von der Formel (29) für $a = b = r$ abgeleitet werden, wenn man die rechte Seite von (29) unter gemeinsamen Nenner bringt und den Satz von L'Hospital zweimal anwendet.

Literatur

1. G Eras: Analytische Spannungsermittlung bei Tunnelquerschnitten, Bauingenieur 34 (1959), H. 2, S. 49—53.
2. G. N. Sawin: Spannungserhöhungen am Rande von Löchern, Berlin: Verlag Technik 1956.

Kurze Technische Berichte

K 624.35 : 625.745.1 (73)

The Greater New Orleans Bridge in USA

Der Gedanke, den Mississippi durch eine Brücke zu überbrücken, wurde schon vor Jahrzehnten aufgegriffen, aber erst im Jahre 1892 hatten Ingenieure Pläne dafür entworfen. Mit dem neuen US Express Way-System war dieser Brückenbau für New Orleans eine glatte Notwendigkeit geworden. Den Antrieb gab schließlich im Jahre 1952 die „Mississippi River Bridge Authority“ als eine vom Staat für diesen Brückenbau vollmächtigste Organisation.

Die „Greater New Orleans Bridge“ verbindet die City von New Orleans mit der Ostseite mit Algiers auf der Westseite. Sie ist hinsichtlich der Bauart ihrer Hauptöffnung eine Auslegerbrücke (cantilever bridge) mit zwei Kragarmen (cantilever arms) und einem mittleren Teil (suspended span). Mit dieser Bauart rangiert diese Brücke als die längste dieser Bauart in USA und als die drittlängste in der Welt. Die längste cantilever-Brücke ist die Quebec Brücke in Kanada mit einer Spannweite von 1800 m, an zweiter Stelle steht die Forth Brücke in Schottland mit zwei Spannweiten von 510 m. Beide Brücken sind Eisenbahnbrücken. Die Greater New Orleans Bridge ist eine Spannweite der Hauptöffnung von 473 m und ist damit die längste cantilever Highway Bridge überhaupt (Abb. 1).

An die Hauptöffnung (cantilever) schließen sich die beiden Seitenöffnungen als Ankerarme mit einer Spannweite von 256 m an der New

Orleans-Seite und mit 177 m an der Algiers-Seite an. Die beiden cantilever Arme sind 133 m lang, der suspended span mißt 207 m. Die vertikale Durchfahrtsöffnung (clearance) beträgt 51 m über Mittelwasserspiegel und 45 m über Hochwasserspiegel. Anschließend an die cantilever Brücke folgen auf beiden Seiten eine Anzahl von Parallel-Trägerbrücken mit einer maximalen Spannweite von 98 m. Die Fahrbahn für den ganzen Brückenbau ist 15,6 m breit und hat zwei Fahrstreifen (lanes) in jeder Richtung, ein fünfter Fahrstreifen ist für später vorgesehen.

Der Mississippi ist ein schwieriger Geselle; er ist in langer Vorzeit „gewandert“ und hat im unteren Teil sein früheres



Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke. — Hauptöffnung: 473 m; Seitenöffnungen: 256 und 177 m; Cantilever-Arme je 133 m; Suspender span: 207 m; Clearance: 51 bzw. 45 m; Fahrbahn: 15,6 m breit.



Abb. 2. Aufbau des Pfeilers I an der New Orleans-Seite.



Abb. 3. Bau des Ost-Anker-Armes an der New Orleans-Seite.

Bett verlassen. Es waren demgemäß extensive Bohrversuche und Bodenuntersuchungen für jeden Pfeiler in Tiefen bis zu 120 m vorzunehmen, die im Laboratorium ausgewertet wurden.



Abb. 4. Einbau der Längsträger.

Basierend auf den Ergebnissen dieser Untersuchungen wurde bestimmt, die netto zusätzlichen Eigengewichts- und Verkehrspressungen zu ca. 27 t/m² zu limitieren, aber zu gestatten, daß die Pressung für Eigengewicht plus Hurricane-Wind 38 t/m² erreichen darf. (New Orleans liegt in einem Hurricane-Gürtel. (Abb. 2.)

Die Caissons für die Pfeiler I, II und III wurden offen abgesetzt, für Pfeiler I und III mit scharfen Stahlkanten auf dem Grund aufgesetzt. Pfeiler IV, der Algiers Anker Pfeiler, wurde auf Holzpfehlen gegründet, ebenso auch die folgenden Pfeiler.

Die Brücke ist geplant für eine Verkehrslast nach den US Bestimmungen H 20 — S 16, die auch die Hurricane-Belastungen vorsehen. Für die Hauptöffnung mit 473 m Spannweite wurden etwas höhere Spannungen zugelassen als in weniger weit gespannten Brücken nach den Standard-Bestimmungen. Für den in USA meist verwendeten Baustahl A 7 wurden 1150 kg/cm² zugrunde gelegt, aber eine Streckgrenze von 2800 kg/cm² vorgeschrieben.

Um das Gewicht in den langen Stäben zu verringern, wurde wo vorteilhaft, auch Hochspannungstahl verwendet. Die Stützenquerschnitte sind bedeutend, sie reichen bis zu einer Größe von 3000 qcm. Das gesamte Stahlgewicht der cantilever-Öffnung beträgt 17 100 t. Die Anschlußbrücken zeigen in Planung und Konstruktion die üblichen Formen.

Die Gründung des Pfeilers II war höchst interessant, aber schwierig. Der Caisson hatte die Abmessungen 45/26,5 m und war somit einer der größten, die jemals gebaut wurden. Er enthielt 28 Senkrohre mit je 5,4 m ϕ , in 4 Reihen zu je 7 Stück zusammengefaßt. Die Gesamthöhe dieses Pfeilers bis zu seiner Oberkante beträgt 102,6 m, mit Einschluß des Stahlüberbaues ergibt sich eine Gesamthöhe von 163,6 m über der Pfeilersohle.

Die Vorarbeiten und die Gründungen der Pfeiler II und III näher zu schildern, würden den Rahmen dieses kurzen Berichtes sprengen, es darf deshalb auf den am Schluß erwähnten ausführlichen Bericht verwiesen werden.

Die Montage des 17 100 t schweren Stahlüberbaues ohne Gerüst unterbau vollzog sich in der bei cantilever-Stahlbrücken bekannten Weise, doch waren einige Einzelheiten ungewöhnlich. Der New Orleans-Ankerarm erforderte 4 Unterstützungen durch Stahlgerüste, von denen einer auf einem Rost montiert, 1200 t zu tragen hatte. Der Aufbau der Konstruktion über den Hauptpfeilern schien wegen der ungleichen und starken Windbelastung und der dadurch hervorgerufenen Torsionsspannungen unsicher, so daß Gerüstunterbauten nicht entbehrt werden konnten (Abb. 3). Ein schwerer Turm-Laufkran war für die ge-

wichtigen Einzelteile erforderlich, die bis zu einer Höhe von 60 m über der Plattform der Pfeiler gehoben werden mußten. Die Arbeitsplattform des Kranes lag 30 m über dem Deck des Pfeilers, die Tragfähigkeit betrug 115 t und der Ausleger hatte eine Länge von 35 m. An der Rückseite der Plattform befand



Abb. 5. Schwieriger Knotenpunkt mit einem Augenstab.

ch ein 25-t-Derrick zum Heben von
reben und Augenstäben. Schwere
ängsträger trugen die Fahrbahn
es Kranes und Aufzugswinden be-
nden sich inmitten des Turmauf-
aues des 115-t-Kranes. Drahtseile
unterstützten die Hubarbeit über
em Land oder über Leichtern, die
as Material herbeischafften (Abb. 4).
bb. 5 zeigt einen schwierigen Kno-
npunkt mit einem Augenstab.

Von den 4 Jochen in Stahlkon-
struktion als Unterstützung des New
Orleans-Ankerarmes mußten zwei im
uß, zwei konnten auf dem trag-
higen Boden des Uferlandeplatzes
richtet werden. Hydraulische Pressen
und Zwischenscheiben wurden
ur Erzielung der richtigen Höhen
gebaut. Die größte Unterstüt-
tungslast errechnet sich zu 3100 t
ohne Wind für das 1. Riverjoch.

Die Montage der Hauptöffnung
erfolgte, wie schon erwähnt, von
eiden Pfeilern aus bis zur Mitte, wo
er suspended span eingebaut wer-
en mußte (Abb. 6). Zu diesem
weck waren an den Enden der can-
lever Arme an Ober- und Unter-
urten vier 800 t hydraulische Pres-
en anzusetzen, wodurch eine ge-



Abb. 6. Beginn des beiderseitigen freien Vorbaues der Mittelloffnung (Cantilever-Teil).

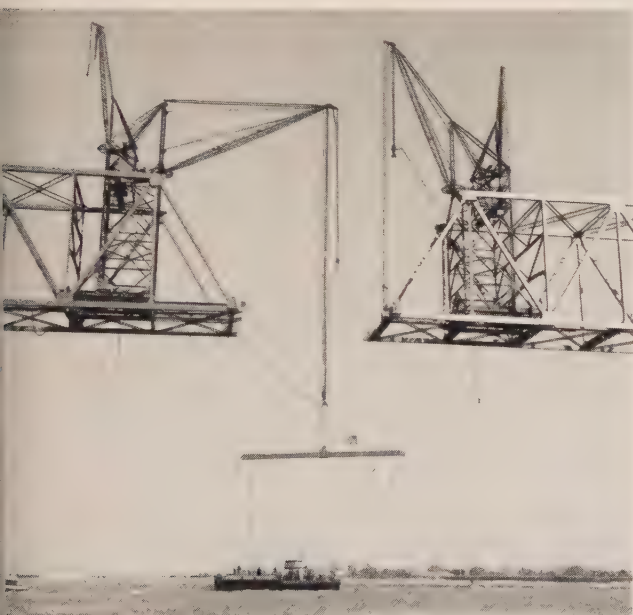


Abb. 7. Beginn des Einsetzens des suspended spans.

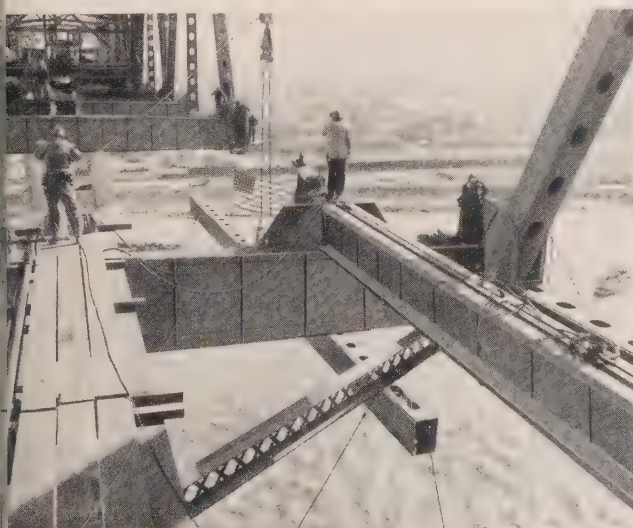


Abb. 8. Einsetzen des 1. Untergurträgers des suspended spans.

naue Adjustierung des Einbaues ermöglicht werden konnte. Nachdem alle Stahlteile eingebaut waren, konnten die beiden Hälften des 3000 t schweren suspended spans vorsichtig zusammengeschoben und verbunden werden (Abb. 7 und 8).

Diese Genauigkeitsarbeit erforderte viel Umsicht und ständige gegenseitige telefonische Informationen, bis schließlich die Pressen freigesetzt werden konnten. Nach 7 Stunden (am 10. 1. 1955) war der Einbau vollzogen und der suspended span hing frei, wie es geplant war.

Um an Gewicht des Stahlüberbaues zu sparen, waren, wie schon erwähnt, auch Hochspannungsstähle verwendet worden. Darüber hinaus konnte eine beträchtliche Gewichtseinsparung bei der Fahrbahn durch Einbau von mit einer Asphaltschicht überzogenen Stahlgittern erzielt werden. Dies geschah beim New Orleans-Ankerarm und in der Hauptöffnung. Die tragenden Stäbe des Gitters waren 12 cm hohe I-förmige Profile mit einem 2,5 cm oberen und einem 3,7 cm breiten unteren Flansch, die quer zur Längsachse der Brücke in einem Abstand von 22 cm angeordnet sind. Besonders gestaltete Kreuzstäbe (dumbbell shaped) für die Lastverteilung wurden durch Bohrungen im oberen Teil der 12 cm-Träger durchgezogen und mit diesen verschweißt. Ihre Entfernung voneinander betrug 20 cm. Dieser Gitterrost ruht auf den Fahrbahnlängsträgern. Eine gewellte Stahlplatte, 3,5 mm dick, ist über das Gitter geschweißt.

Die tragende Oberfläche der Fahrbahn besteht aus einer Lage bituminierten Betons von 4 cm Dicke mit einer Schlacken-



Abb. 9. Verlegen der Fahrbahn-Leichtbauplatten.

der bis jetzt ausreichend war. Unterhalb schließt sich der 1,5 km lange Florence-Kanal an. Dieser Kanal besitzt an seinem oberen Ende eine dritte Schleuse von 3,05 m Hub. Alle sind etwa 90 m lang und 18,3 m breit. Die drei vorhandenen Schleusen erfordern meistens eine Zeit von 6 bis 12 Std. zum Durchleusen, d. i. etwa das Sechsfache der Zeit an den modernen Kentucky- oder Pickwick-Schleusen am Tennessee. Außerdem sind die Kammern dem heutigen Verkehr, der in den nächsten Jahren noch stark steigen wird, nicht gewachsen. Der Verkehr durch die Schleusen hat von 0,45 Mio t im Jahre 1945 auf 2,6 Mio t im Jahre 1957 zugenommen. Bis 1975 nimmt man nochmals eine Verdoppelung an.

Die neue Schleuse ist mehr zur Flußmitte hin neben der alten Schleuse gelegen (Abb. 1). Die Staumauer nutzt daher von 58 Hochwasserüberfällen nur noch 50 aus. Das ist aber möglich, denn der Fluß ist jetzt durch eine größere Anzahl Stauräume besser reguliert als früher. Außerdem geht jetzt mehr Wasser durch zusätzliche Turbinen ab. Sie ist unterwasserseits der Staumauerkrone gelegen, um kostspielige Fangedämme in der 25 m tiefen Wasser oberwasserseits zu vermeiden. Das Oberhaupt ist auf dem alten Überfallmauer gebaut worden. Die Schleuse ist durch eine 193 m lange Schutzmauer im Unterwasser gegen das Ausströmen der Talsperre geschützt. Der Unterfall liegt auf +120,5 m NN, der Hochwasserspiegel auf +154,8 m NN, die Toroberkante auf +155,8 m NN und die Mauerkrone auf +158,0 m NN. Im Unterhaupt sind stählerne Ventile angeordnet, die die ungefähre Höhe von 35,3 m aufweisen. Zur Entleerung wird die riesige Wassermenge von maximal 570 m³/s benützt. Durch die Umlaufstollen von 4,56 m Höhe und 6 m Breite wird das Wasser aus dem Stauraum entnommen und durch die Seitenwände bis zu den Entleerungsöffnungen in der Sohle geführt. Die Einläufe dazu sind an der Wasserseite der Staumauer angeordnet. Unter-

Zuschlagstoffe (Sand und Kies bis 150 mm Korngröße) heran. Zement wird pneumatisch durch Rohre von 335 mm ϕ aus Waggonen zu einem Silo von 500 t Inhalt gefördert. Flugasche kommt von einem nahegelegenen Dampfkraftwerk in Lastautos mit Anhängern von 16 t heran. Der Innenbeton der Schleusenmauern mit Zuschlagstoffen bis 150 mm Korn enthielt 65 kg Portland-Zement und 77 kg Flugasche. Die Flugasche ersetzte dabei 8,6 % Sand und 32 % Zement. Der Vorsatzbeton mit Zuschlägen bis 75 mm Korn enthielt dagegen 100 kg Portland-Zement und 82 kg Flugasche, wobei die Flugasche 10 % Sand und 20 % Zement ersetzte. Die Betonierzeit betrug 15 Monate; während dieser Zeit mußten über 285 000 m³ Beton eingebracht werden, wovon im Juni dieses Jahres schon 95 % fertiggestellt waren. Der Beton wurde im Mittel 150 m



Abb. 2. Neue Wilson-Schleuse. Bauzustand März 1958.

weit mit einem 40-t-Portalkran auf Schienen mittels Kübel von 3 m³ Inhalt gefördert. Im Mittel wurden 1400 m³/Tag Beton eingebracht, die Spitzenleistung betrug sogar 1600 m³/Tag. Als Schalung wurden fast überall 1,5 m hohe Stahlschalungstafeln verwendet.

Über dem Mittelhaupt der alten Kuppelschleuse ist zur Bauausführung eine Stahlbrücke gebaut worden. Von der Höhe dieser Brücke bis zur Betonfabrik führt eine steile Straße mit 37 m Fallhöhe auf 250 m Länge (Abb. 2). Der Fangedamm bestand aus Stahlpundwandzellen von 11,2 m ϕ mit fast 12 m langen Bohlen. Der Bau des Fangedammes wurde durch eine

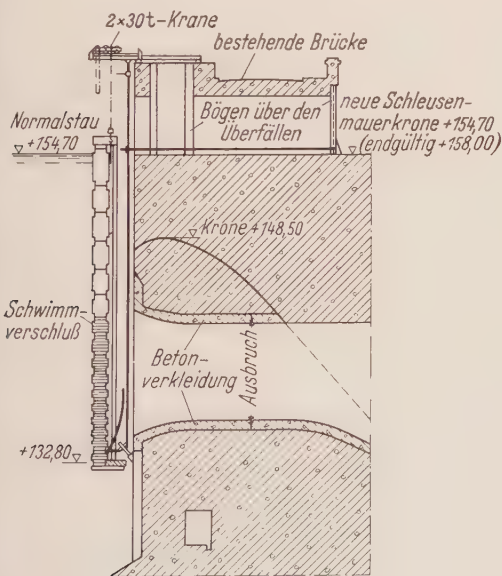


Abb. 3. Oberes Ende des Umlaufstollens.

wasserseits entleeren die Umläufe nach einer Drehung um etwa 90° in das Tosbecken der Talsperre. Flachschieben am Einlauf dienen zum Verschluss des Stollens. Zum Be- und Entleeren des Füllens und Entleeren werden das Ober- und Unterhaupt zum Schluss angehoben. Das Füllen dauert nun, ein ganzer Schließvorgang einschließlich des Ein- und Ausschließens 45 min. Die mittlere Steiggeschwindigkeit des Wassers in der Schleuse beim Füllen beträgt 4,2 cm/s.

Die Betonbereitungsanlage befindet sich unterwasserseits der Staumauer. Sie besteht aus 3 Mischern von je 1,5 m³. Betonbereitung wurde gebrochener Kalkstein und gesiebte Flugasche verwendet. Ein Förderband bringt die gesiebten

Kalksteinschicht, die Felsstücke bis zu 75 m³ mit 200 t Gewicht ergab, erschwerte. Diese wurden in kleinere Stücke gesprengt. Im Jahre 1957 ging ein großes Hochwasser von 10 600 m³/s ohne Beschädigung der Fangedämme ab.

Für den Bau der Schleuse mußten in 8 Monaten insgesamt 150 000 m³ schaliger Kalkstein gebaggert werden. Dieser enthält erhebliche Mengen sehr harten verkieselten Kalkstein, der durch Sprengen auch erst in kleinere Stücke zerlegt werden mußte. 0,45 kg Sprengstoff und 60 bis 70 cm Bohrlochlänge waren für 1 m³ Felsbeseitigung erforderlich. Die Erstellung der Einlaufbauwerke dieser Umläufe erforderte viel Rücksicht auf die bestehende Mauer, wovon nur 4,9 m von 12,8 m Gesamt-

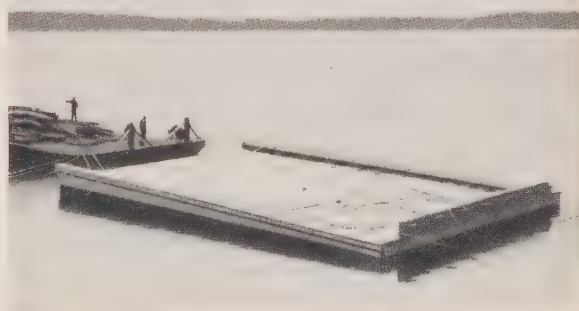


Abb. 4. Schwimmender Verschluss auf dem Transport zur Einbaustelle.

länge ohne besondere Vorsichtsmaßregeln ausgeschossen werden konnten. Die trichterförmige Erweiterung der Umläufe hatte mit Verkleidung die Abmessungen von $4,56 \times 7,0$ m (Abb. 3). Beseitigt werden mußte der alte Beton aber auf $5,8 \times 8,2$ m. Die Arbeiten wurden im Schutze eines schwimmenden Verschlusses (Abb. 4) von 200 t Gewicht von den Abmessungen $14 \times 22,5$ m aus hochwertigem Stahl ausgeführt. Der Verschlusskörper war 90 cm breit, ganz geschweißt und hatte im Inneren Zellen, die zum Absenken gefüllt werden konnten. Hinter diesem an den Seiten gründlich abgedichteten Verschluss wurde nachher ausgepumpt.

Der Stahlbeton-Schwimmbalken im Oberwasser ist 169 m lang und 8,2 m breit. Er wird links von der Einfahrt angeordnet und in 6 Einzelteilen unterhalb der Schleuse in einem nach Fertigstellung gefluteten Becken gebaut. Sie sollen dann durch die Schleuse, wo sie miteinander verbunden werden, nach Oberwasser geschwommen werden. Das schleusenseitige Ende wird an der Mauer befestigt, das oberwasserseitige an zwei Ankern, die in 25 m tiefem Wasser auf der Sohle liegen. Sie bestehen aus Stahlzylindern von 8,2 m ϕ und 6,1 m Höhe. Sie wurden mit 350 m^3 Unterwasserbeton gefüllt, so daß sie etwa 900 t wiegen.

Der Florence-Kanal muß vertieft und die alte untere Schleuse mit 3,05 m Hub beseitigt werden. Der zweiteilige Kanal von 30,5 m Breite kann meist im Trockenen ausgehoben werden. Durch diesen Kanal kann die Schifffahrt ohne Unterbrechung verkehren, während der 91,5 m breite Florence-Kanal vertieft und die untere Schleuse beseitigt wird. Es sind dabei $1,5 \text{ Mio m}^3$ überlagernde Erdmassen und $475 000 \text{ m}^3$ Felsen im Trockenen zu baggern und nur $85 000 \text{ m}^3$ Erdaushub werden im Nassen bewältigt. Durch diese Erdmassen wird auf der Patton-Insel der dort bestehende Deich erhöht, während der Felsen als Böschungspflaster benützt wird. Zwei $4,5\text{-m}^3$ -Eimerseilbagger bewältigen den Erdaushub.

Wenn die neue Schleuse und der vertiefte Florence-Kanal in Betrieb genommen sein werden, wird die alte Kuppelschleuse erst einmal außer Betrieb gesetzt und trockengelegt. Die maschinellen Einrichtungen und die Tore werden dann generalüberholt, damit die alte neben der neuen Schleuse in Betrieb genommen werden kann. Die Sohle an der unteren Schleuse wird dann um 3,05 m tiefer gelegt, was einen Aushub von 6,4 m unter der Sohle erfordert, so daß ein Füll- und Entleerungsstollen unter ihr gebaut werden kann. Die bestehenden Umläufe in den Seitenmauern werden mit Beton verfüllt. Das Untertor muß um 3,05 m erhöht werden. — [Nach H. Lofft und C. Bell in Civ. Engng. 28 (1958) S. 38—44.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

DK 697.84 : 624.012.46 : 693.56

Der Spannbeton-Exhaustschornstein des G 1-Reaktors in Marcoule

Der G 1-Reaktor des französischen Atomzentrums Marcoule ist ein graphitmoderierter, mit natürlichem Uran arbeitender Kernreaktor mit offenem Luft-Kühlsystem. Die Abluft wird nach Abfiltrierung radioaktiver Schwebstoffe in einer Höhe von 100 m über Gelände an die Atmosphäre abgegeben. Der mit seinem Unterbau insgesamt 100 m hohe Exhaustschornstein (Entwurf: E. Freyssinet) hat einen Durchmesser von 9,8 m, er ist oben mit einem auf der Grundlage von Windkanalversuchen entworfenen Deflektor versehen (Abb. 1).

Die Konstruktion hatte die schlechten Untergrundverhältnisse zu berücksichtigen sowie die Notwendigkeit für zwei Luftkanalöffnungen von $4,9 \times 4,9$ m im Unterbau des Schornsteinschaftes. Die Fundamentpfiler von $7,0 \times 7,0$ m Querschnitt liegen an den Ecken eines gleichseitigen Dreiecks von 19,2 m Seitenlänge. Auf den Pfeilern lagert eine in zwei orthogonalen Richtungen vorgespannte dreieckige Fundamentplatte, die zur Gewährleistung der Kippsicherheit des Überbaues mit den Pfeilern abhubsicher verbunden ist; im Falle von Stützensenkungen kann sie mittels Freyssinet-Flachpressen justiert werden. Die Randrippen der Platte sind mit 1700 t vorgespannt, da sie auch als Zugbänder für die Dreiein-Konstruktion des Schornstein-Unterbaues dienen. Der 13 m hohe Unterbau enthält die Fuchsöffnungen; seine Wandungen sind in zwei Richtungen vorgespannt. Für die Vorspannung von Fundament und Unterbau wurden Freyssinet-Spannglieder verwendet.

Der Unterbau läuft in einen Zylinder mit 76 cm dicker Wand aus, auf dem das 87 m hohe Schornsteinrohr durch 18 . 24 individuell verankerte Spanndrähte von 7 mm Dmr. mit einer Vorspannkraft von 1500 t verankert ist; die Anzahl der

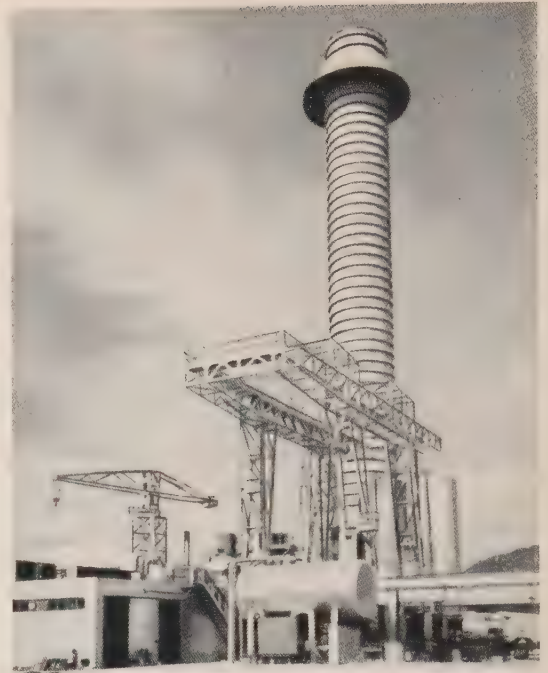


Abb. 1. Ansicht des Spannbeton-Exhaustschornsteins des G 1-Reaktors in Marcoule (Foto aus Atomics & Nuclear Energy).



Abb. 2. Aufnahme vom Bau des Exhaustschornsteins (Foto aus ACI News Letter).

Spanndrähte und damit die Vorspannkraft verringert sich mit wachsender Höhe schnell. Das Schornsteinrohr wurde in 24 Abschnitten von je 3,6 m Höhe auf dem Boden vorgefertigt, wobei jeder Abschnitt aus 9 einzelnen Schalenteilen besteht. Die 7,5 cm dicke Rohrwandung der oberen 20 Abschnitte ist mit Abständen von 1,8 m durch mit neun 7-mm-Spanndrähten vorgespannte Rippen verstärkt. Die Montage des Rohres erfolgte

t Hilfe eines kletternden Turmdrehkranes (Abb. 2). Für den
sammenbau eines Rohrabschnittes wurden 36 Stunden be-
tigt — ausschließlich der für das Hochziehen der inneren und
äeren Stahlrohr-Rüstung und das Klettern des Kranes be-
tigten Zeit.

[Nach P. Galabru: Prestressed Concrete Exhaust Stack,
omic Center at Marcoule, Journal of the American Concrete
stitute, Vol. 28, No. 11, Mai 1957, News Letter, S. 6—7;
ench Atomic Developments, Atomics & Nuclear Energy,
l. 8 (1957) No. 1, S. 15—19.]

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

K 624.151.6 : 624.154 : 624.131.221 (73)

Tiefgründungen in weichem Ton

Der schlechte Baugrund im unteren Chicago bereitete seit
Schwierigkeiten bei Gründungs- und anderen Tiefbauarbei-
en. An der Oberfläche liegt eine 3 m hohe Aufschüttung auf
m Grund eines ehemaligen Sees, der aus steifem Ton besteht.
unter steht eine rd. 12 m mächtige Schicht aus weichem Ton
. Unter dieser folgen 9,5 m fester Ton, 7,5 m harter Boden
d darunter Fels (Kalkstein).

Die weiche Tonschicht stellt das Haupthindernis bei Tiefbau-
arbeiten dar. Baugruben wurden bisher im Schutze der fertigen
gesteiften Umfassungswände, die in schmalen Gräben er-
tet waren, ausgehoben. Von dieser aufwendigen, aber siche-
n Arbeitsweise wurde erstmalig beim Bau der Chicagoer
tergrundbahn 1939—1941 abgegangen. Hier wurden die Ar-
iten innerhalb von Spundwandumschließungen oder mit
mmträgern und Holzverschalung nach Art der Berliner Bau-
ise ausgeführt.

In letzterer Zeit wurden erstmalig größere Bauwerke auf
sem schlechten Baugrund errichtet, unter ihnen das Harris
st Building und das Inland Steel Building, bei denen die
samen Gründungsarbeiten in einer großen, offenen Baugrube
sgeführt wurden.

Die Harris Trust-Baugrube ist 61×32 m groß und 14 m
(Abb. 1). Das Gebäude steht auf 46 Rohrpfählen. Die
hrohre mit einem Außendurchmesser von 76 cm und einer
anddicke von 12 mm wurden bis auf den Felsen abgeteuft.
ch Ausräumen des Rohres wurde ein 1,80 m tiefes Loch in
1 Kalkstein gebohrt, in das ein Breitflanschprofil (H 36 cm)
gelassen und einbetoniert wurde. Die Tragfähigkeit eines

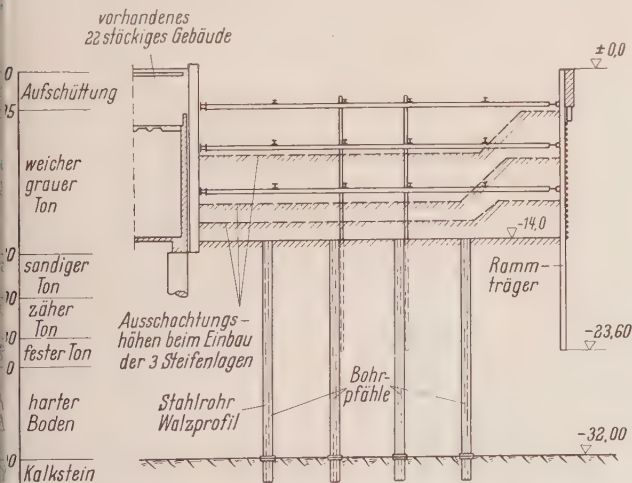


Abb. 1. Schnitt durch die Baugrube.

chen Pfahles beträgt 1350 t. Der verwendete B 350 wurde
116 kg/cm² ausgenutzt.

Die Rohre wurden unten mit Contractorbeton abgeschlossen,
schließend ausgespumpt und im Trockenen ausbetoniert. So
unte eine Grundwasserabsenkung, die stärkere Setzungen der
achbarten Gebäude zur Folge gehabt hätte, umgangen
den.

Die Pfähle wurden auf einem 9 m über der endgültigen
hlkopfebene liegenden Planum ausgerichtet und gerammt.
den späteren Aushubarbeiten konnte festgestellt werden,
nur 6 der 46 Pfähle um wenig mehr als das zugelassene
3 von 4 cm von ihrem vorgesehenen Standort abgewichen

waren. Diese geringen Abweichungen konnten durch eine Ver-
breiterung der Rostbalken ausgeglichen werden.

Die stählernen Rammträger der Baugrubenumschließung wur-
den bis auf eine Tiefe von -23,60 m gerammt. Mit fortschreiten-
dem Aushub wurden 7,5 cm dicke Holzbohlen eingelegt, und
zwar 7,5 cm hinter den Rammträgern. Die Träger wurden spä-
ter in die 66 cm dicke Wand einbetoniert, wobei die Holzbohlen
als hintere Schalung benutzt wurden. Die Rammträger, die
ursprünglich zur Abstützung der Baugrubenwand dienten,
bildeten dann einen Teil der Bewehrung.

In einem kurzen Abschnitt der Baugrube wurde die Beton-
wand nicht ausgeführt, um zum Vergleich die herkömmliche
Bauweise darzustellen, bei der die Rammträger nur zur vor-
läufigen Abstützung der Baugrubenwand dienten. Hier hat sich die hinter
den Trägern liegende Verschalung nicht be-
währt. Die Ursache dazu ist darin zu suchen, daß
zum Einbau der Verschalung bis hinter die
Träger ausgeschachtet werden mußte. Beim In-
land Steel Building, wo die Holzbohlen sich auf
die baugrubenseitigen Trägerflächen abstützten,
trat innerhalb der Erd-
stoffe eine Gewölbewir-
kung von Träger zu Träger auf, wodurch die Beanspruchung
der Bohlen herabgesetzt wurde. Die Setzungen in der Nähe
der Baugrube waren bei der Ausführung mit hinten liegenden
Bohlen bedeutend größer, die Holzverschalung brach stellen-
weise und mußte verstärkt werden.

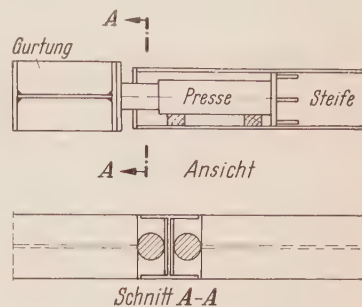


Abb. 2. Vorspannung der Spreizen.

Die Absteifung der Baugrubenumschließung erfolgte in drei
Lagen mit horizontalen Gurtungen und Stahlsteifen in Ab-
ständen von 5,50 m.

Der Aushub der Baugrube erfolgte maschinell. Drei Greifer-
kräne standen auf je einer Arbeitsbühne in Höhe der obersten
Steifenlage. Die Bühnen waren aus Stahlträgern mit einem
30 cm dicken Bohlenbelag auf Pfählen errichtet. In der Bau-
grube selbst arbeiteten raupenfahrbare Universalbagger auf
Holzmatten, da der sehr zähe Ton, der unter den Gurtungen

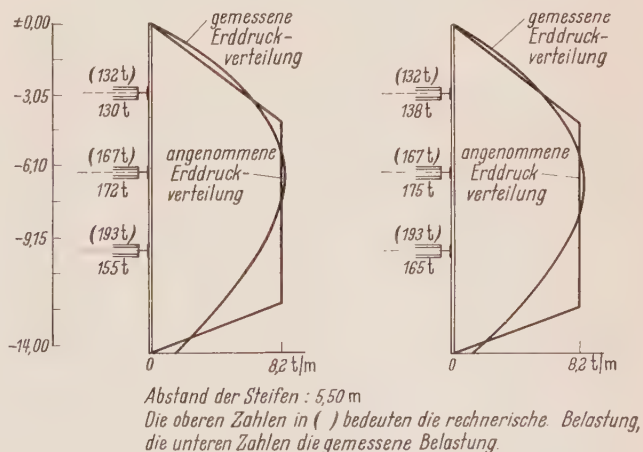


Abb. 3. Angenommene und an zwei Stellen in Baugrubenmitte gemessene Erddruckverteilung.

und Steifen stehenblieb, mit dem Greifer nicht gelöst werden
konnte. Die Universalbagger hatten hydraulisch betriebene
Teleskop-Ausleger und arbeiteten von einer Stelle aus. Durch
ihren Einsatz wurde jegliche Handarbeit vermieden; es wurde
eine Leistung von 23 000 m³ Aushub in zwei Wochen erzielt.

Der Aushub und der Einbau der Steifen erfolgten in drei
Stufen, die in Abb. 1 eingezeichnet sind. Nach Einbau einer
Steifenlage wurden die Spreizen bis auf 50 % der rechnerischen
Endbelastung vorgespannt. Hierzu waren an jeder Spreize
zwei hydraulische Pressen vorgesehen, die zwischen den Träger-
flanschen lagen und sich auf Nocken abstützten, die an Steg
und Flansche angeschweißt waren (Abb. 2).

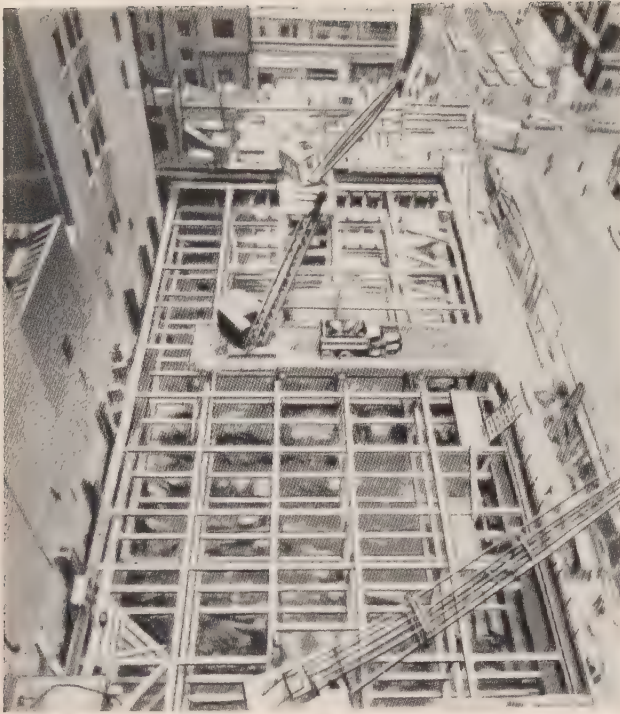


Abb. 4. Blick auf die Baugrube.

Die für die Berechnung der Umschließung und Aussteifung von verschiedenen Seiten vorgeschlagenen Annahmen über die

Erddruckbelastung schwankten zwischen rd. 60 t/m und 200 t/m für den Schnitt von 14 m Höhe. Endgültig zugrunde gelegt wurde eine Belastung von rd. 90 t/m mit einer trapezförmigen Verteilung und mit dem Maximalwert von 8,2 t/m. Diese Annahme wurde auf Grund von Formeln und Versuchen von Peck sowie auf Grund von Messungen an der Aussteifung für das Inland Steel Building getroffen.

Die Spannungen in den Aussteifungsgliedern wurden während der Aushubarbeiten ständig kontrolliert mit Hilfe von Dehnungsmessern, die an den Steifen angebracht waren. Der Vergleich der gemessenen Belastung mit der bei der Berechnung angenommenen zeigt, daß die wirkliche Belastung etwas unter der angenommenen lag (Abb. 3). Die Erddruckverteilung stimmte nicht mit der angenommenen überein. Die oberste Steife erhielt eine größere, die unterste eine kleinere Last als nach der Berechnung, was auf die angedeutete kurvenförmige Verteilung schließen läßt und darauf zurückzuführen ist, daß die obere Steifenlage bereits vor dem Einbau der anderen einen größeren Lastanteil aufzunehmen hat.

Die Messungen zeigten weiter, daß die Vorspannung der Steifen infolge einer Entspannung der Erdstoffe hinter der Verschalung nach einem Tag um rd. die Hälfte nachgelassen hatte. Temperaturänderungen hatten offenbar aus demselben Grund keine nennenswerte Auswirkung auf die Beanspruchung der Steifen. Dies änderte sich jedoch, als der untere Teil der Betonwand fertiggestellt war. Jetzt konnten beträchtliche Spannungserhöhungen in der untersten Aussteifung infolge von Temperaturänderungen (in einer Steife um 50 %) beobachtet werden, da die aus einer Temperaturerhöhung resultierende Längskraft nicht mehr ungehindert über die Verschalung in die Erde übertragen wurde. — [Nach Edward E. Whitcomb, Deep foundations in soft Chicago clay. Civ. Engng. 28 (1958) Nr. 11, S. 36.]

Dipl.-Ing. W. Plagemann, Dresden.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

DK 624.078.2.001.5 : 624.94 (047.31)

Steinhardt, Prof. Dr.-Ing. O., u. Prof. Dr.-Ing. K. Möhler: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau, II. Teil. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 22. 64 S., Gr. 21 × 29,7 cm mit 61 Abb., S. Köln: Stahlbau-Verlag G.m.b.H. 1959. Kart. 13,50 DM.

Der mit Spannung erwartete zweite Teil des Karlsruher Versuchsberichtes bringt eine große Zahl wertvoller Erkenntnisse für die praktische Anwendung dieser neuen Verbindungsart im Stahlbau. Wenn sich auch die HV-Verbindung, welche die Kräfte durch Reibung überträgt, bei einer nun schon beachtlichen Zahl von ausgeführten Bauten einwandfrei bewährt hat, so bleiben dennoch eine Reihe von Fragen offen, deren Beantwortung zur wirtschaftlichen Anwendung und Ausnützung der Verbindungselemente ebenso wichtig ist, wie zur konstruktiven Entwicklung neuer Anschluß- und Verbindungsformen.

Der zweite Versuchsbericht behandelt: Materialfragen, Probleme der Belastbarkeit der Reibungsverbindung bei ruhender und wechselnder Belastung, das Spannungs- und Formänderungsverhalten der Verbindung und ihrer einzelnen Teile sowie schließlich Fragen der Erzielung der Oberflächenbeschaffenheit, der Aufbringung der Vorspannung und der Kontrolle.

Zunächst wird die Schraube mit Mutter und Unterlagsscheibe einer eingehenden Prüfung unterzogen, wobei auch die Streuung beim Anziehen berücksichtigt wird. Diese Versuche bestätigen, daß die „Vorläufigen Richtlinien“ auf der sicheren Seite liegen und noch Reserven auswertbar sind. Der Frage der Reibbeiwerte und ihrer Verbesserung dient ein eigenes Versuchsprogramm. Insbesondere wurde hierbei die Ansicht bestätigt, daß ein besonderer Schutz der behandelten Oberfläche vor dem Einbau nicht zweckmäßig ist. Auch das günstige Spannungsverhalten der Anschlußteile in der HV-Verbindung wurde für verschiedene Schraubenanordnungen durch Versuche bestätigt. Die Ermittlung der Verteilung der Reibung innerhalb der Kontaktflächen erfolgt auf theoretischem Wege und durch Versuche. Der erforderliche Lochabzug für die Dimensionierung der Anschlußteile wurde bereits in den „Vorläufigen Richtlinien“ festgelegt und neuerdings durch weitere Kontrollversuche bei verschiedenen Schraubenanordnungen bestätigt. Das Dauerfestigkeitsverhalten der HV-Verbindung ist sehr günstig, was durch weitere Versuche erhärtet wurde. Neuartig ist

die Entwicklung von Geräten zur Überprüfung der Oberflächenbeschaffenheit und damit zur Kontrolle des Reibbeiwertes.

Praktische Studien beziehen sich auf das Anziehen und Lösen der Schraube, wobei auch zur Frage der Winkeldrehung (one turn method) Stellung genommen wird. Während in anderen Ländern das Anziehen der Schraube um ein bestimmtes Winkelmaß stark im Vordergrund steht, sind die Verfasser dieser Richtung sehr zurückhaltend und unterstützen dies durch Versuchsreihen, die auffallend starke Streuungen aufweisen. An österreichischen Baustellen hat man hierbei davon abweichende Erfahrungen gemacht, Beachtung verdienen die ersten Versuche, welche die Vorspannkraft durch Aufschrupfen erzeugen, und es ist sehr zu begrüßen, daß die Verfasser dieser Richtung weiterarbeiten wollen. Das Forschungsheft richtet auch über die sehr wirklichkeitstreuen Versuche an großen Anschlüssen, welche die Übertragbarkeit der Ergebnisse von kleineren Versuchsstücken auf die Ausführung bestätigen. Sehr große Bedeutung kommt dem Zusammenwirken der HV-Verbindung mit Kehlnähten zu, wobei die ersten Ergebnisse die volle Ausnützbarkeit beider Verbindungsmittel bestätigen. Auch die zusätzliche Beanspruchung von Scherverbindungen auf Zug zeigt günstige Ergebnisse und rechtfertigt die Zulässigkeit der Beanspruchung der Schraube auf axialen Zug bis auf Höhe der Vorspannkraft.

Die Versuche wurden mit großer Gründlichkeit ausgeführt und die Ergebnisse sehr anschaulich dargestellt. Die außerordentliche Bedeutung dieser neuen Verbindung im Stahlbau macht die Befassung mit diesem Versuchsbericht für jeden Stahlbauer und für alle Stellen, welche mit Stahlbauten zu tun haben, notwendig. Die Fachwelt des In- und Auslandes begrüßt es dankbar, daß die Versuche in Karlsruhe fortgesetzt werden.

H. Beer, Graz.

DK 624.94 : 624.014.2 : 061.3 (43-2.523) „1958“

Stahlbau-Tagung Heidelberg 1958. Veröffentlicht vom Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 13. 112 S., Gr. 17,6 × 25 cm, mit 92 Abb. Köln: Stahlbau-Verlag 1958. Brosch. 13,50 DM.

Dieses Heft bringt ungekürzt die auf der Stahlbau-Tagung Heidelberg 1958 gehaltenen Vorträge.

Prof. Dr.-Ing. Pelikan, Stuttgart, berichtete über die orthotrope Platte der Stahlfahrbahn. Er erläuterte in knapper Zeit

umfassend die in der Fachliteratur zerstreut veröffentlichten theoretischen und versuchstechnischen Grundlagen, die zur Ermittlung der Spanngrößen und einer sinnvollen Festlegung der ässigen Anstrengungen führen, und gab Hinweise auf die strukturelle Durchbildung und Werkarbeit.

Prof. Dr.-Ing. Fritz, Karlsruhe, behandelte das Thema: vorgespannte Stahlkonstruktionen als Überdachungen für Großräume. Im Gegensatz zum Stahlbau hat der Betonbau die technischen und wirtschaftlichen Vorteile einer Vorspannung längs ungenutzt verstanden. Im Stahlbau kann die Vorspannung in den Fachwerkträgern wie auch mit besonderem Nutzen in ähnlichen Verbundfachwerken und Rippenkuppeln Anwendung finden. Auch stählerne Hängedächer — in Deutschland allerdings wohl kaum ausgeführt — können durch Vorspannen bestimmter Bauelemente verbessert werden. Die Ausnutzung der Vorspannung könnte dem Stahlbau neue Wege eröffnen.

Über die Stahlkonstruktionen der großen deutschen hydroelektrischen Speicheranlagen referierte Prof. Dr.-Ing. Steinhardt, Karlsruhe, wobei vornehmlich Sonderfragen über Hochspannungsmaste und Druckrohrleitungen behandelt wurden. In dem letzteren Fachgebiet wurden Probleme der Werkstoffwahl sowie der Berechnungsverfahren besprochen und damit im Bauingenieur, der — sehr zu Unrecht — im allgemeinen im Druckrohrleitungsbau wenig aufgeschlossen gegenübersteht, wichtige Erkenntnisse nahegebracht.

Stahlbau und Architektur, ein Thema, oft und von verschiedenen Standpunkten beleuchtet und doch nie ganz ausgeschöpft. Prof. Tamm, Düsseldorf, verstand es, an Hand sehr eindrucksvoller Beispiele aus dem Hochbau des In- und Auslandes die Grundgedanken einer echten Stahlbauarchitektur, in der Stahl als tragender Werkstoff das formbestimmende Element der Architektur ist, darzustellen.

Mit den Möglichkeiten und Grenzen moderner Konjunkturanalyse setzte sich Dr. Schneider, Düsseldorf, auseinander.

Das Buch „Stahlbau-Tagung Heidelberg 1958“ kann allen, denen die Weiterentwicklung des Stahlbaus in technischer, ökonomischer und wirtschaftlicher Hinsicht am Herzen liegt, zum Pflichtstudium empfohlen werden.

C. J. Hoppe, Bonn.

666.97 : 691.3 (022)

Grün, Dr. W.: Beton II. Beton-Zusätze, Spezial-Beton. 9 S., Gr. 19 × 20,5 cm, mit 167 Abb. Düsseldorf: Verlag Baustoff-Forschung 1959. Geb. 68,— DM.

Die Betonherstellung war anfangs recht einfach. Sie wurde handwerksmäßig gehandhabt, und man wußte nichts von Sieben, Mikroporen und dynamischen Wirkstoffen. Auch erwartete man nicht an guten Naturstein heranreichende Festigkeiten. Man bemüht sich Theorie und Forschung dieses Baufestes. Die Ansprüche an die Qualität des Endproduktes, aber auch an die Kenntnisse der Beton Verarbeitenden steigerten sich fast ins Unübersehbare. Heute befinden wir uns in einem Zeitabschnitt, in dem sich berufene Fachleute wieder bemühen, Wesentliches von Belanglosem zu trennen und unsere Bautechnologie übersehbar zu machen. Dies geschieht teils durch Formulierung einfach anzuwendender Grundsätze, teils durch Angabe empirisch erprobter Mischanweisungen.

Der Verfasser hält sich in seinem Buch vorwiegend an die alte Methode. Er bringt — nach seinen eigenen Worten — den eiligen Leser abstrahierte Darstellungen, für den noch größeren „Spezialrezepturen“ über die verschiedensten Betonen und Betonzusätze.

Zweifelloos handelt es sich hier um eine Neuerscheinung auf dem Gebiet der Betontechnologie, die sowohl inhaltlich als auch in der Aufmachung den normalen Rahmen von anderen Werken durchbricht. Abweichend von dem Üblichen, habe ich vorerst einmal auf die Darstellungsweise dieses Buches eingegangen: Die von Diether Krüschner stammende Gestaltung benutzt neben ausgezeichneten ganzseitigen Abbildungen auch Farbdruckeffekte, die Text und Bilder stellenbildend überdeckend, zunächst bei einem technischen Buch unüblich und überraschend wirken. Auch die Diagramme legen ein besonderes Gewicht auf eine den Farb- und Formensinn anerkennende Vierfarbgestaltung, wie man sie bisher nur von Kunststellungen gewohnt ist.

Der Inhalt dieses Buches ist ganz auf das vorgenommene abgestellt: Es soll mit der Mär aufräumen, daß ein guter Beton nur ein fester Beton ist und daß die Anwendung von Betonzusätzen immer ein fragwürdiges Risiko nach sich zieht. Druckfestigkeit ist nämlich nur eine seiner Eigenschaften, oft, aber nicht immer, seine wichtigste ist. Und gegen chemische Zusammensetzungen dürfte man nur so lange skeptisch sein, wie ihre Wirkungsweise uns nicht genau bekannt ist.

Auch der die Abbindezeit regelnde Gips, der dem Portlandzement bereits im Werk beigemischt wird, ist ja genau genommen ein chemischer Zusatz. Neben der Beschreibung einer Unzahl von Betonarten, wie — um nur einige zu nennen — Sperrbeton, Feinbeton B 1200, Nylonbeton B 450, Plastikbeton und blauer Beton, versäumt es der Autor auch nicht, auf die ursächlichen Zusammenhänge zwischen chemisch-physikalischen Wirkungen und Betoneigenschaften einzugehen.

Darüber hinausgehend erklärt er manche zum Teil bekannten Tatsachen und hält das Interesse des Lesers dadurch dauernd wach. So z. B.: Natürliche Kiesablagerungen haben meist eine gut brauchbare Kornzusammensetzung, weil von der Natur hier die dichteste Lagerung verwirklicht worden ist. Bei Talsperrbeton sei es widersinnig, wenn nach hoher 28-Tage-Festigkeit gestrebt wird, weil doch niedrige Anfangs- und hohe Endfestigkeiten wegen der Abbindewärme bedeutend günstiger sind. Die paradoxe Erscheinung, daß Beton mit Kalksteinzuschlag unter Umständen säurebeständiger sein kann als ein gleicher mit Quarzzuschlag, wird durch einen Hinweis auf die Neutralisierungsmöglichkeit der Säure an den äußersten Kalksteinkörnern verständlich gemacht, während bei Quarz ihr nur das Bindemittel für den Angriff zur Verfügung steht.

Neue Vorschläge, was der Beton und seine Zusätze alles leisten, findet man in zahlreichen Rezepturen beschrieben und in vielen bunten Schaubildern dargestellt. Wenn der Autor hier und da etwas zu weitgehend vereinfacht, so wird ihm das der sachkundige Leser gern verzeihen. Der aber unmittelbar mit Betontechnologie Beschäftigte kann sich des Wunsches nicht erwehren, mehr über Versuchsdurchführung, Streuung, Kosten und Bezugsquellen zu erfahren als nur Rezepte und Ergebnisse in Form eines grünen, hochgestellten Balkens im Schaubild. Die Fülle des Berichteten stellt aber in ihrer systematisch wohlgeordneten Form schon durch die gebotenen Anregungen eine Bereicherung der modernen Betonliteratur dar, die eine in der Fachwelt empfundene Lücke schließt.

F. Pilny, Berlin.

DK 624.041 : 624.07 (022)

Hirschfeld, K.: Baustatik. Theorie und Beispiele. XVI u. 832 S., 16,7 × 24,8 cm, mit 560 Abb., 217 Zahlenbeispielen u. 38 Zahlentafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959. Gzln. 76,50 DM.

Das Buch von Hirschfeld bringt die gesamte Stabstatik in dem Umfang, den der in der Praxis stehende Ingenieur heute beherrschen soll. Es zeichnet sich im Vergleich mit anderen Büchern über Baustatik dadurch aus, daß es gleichwertig mit den theoretischen Entwicklungen und als Ergänzung derselben eine Fülle von vollständig durchgerechneten Zahlenbeispielen behandelt. Damit wird es auf die Forderung der Praxis ausgerichtet, eine Aufgabe nicht nur theoretisch lösen zu können, sondern unter den verschiedenen möglichen Methoden der Berechnung diejenige zu wählen, die möglichst schnell zu genauen Zahlenergebnissen führt.

Nach Behandlung allgemeiner Grundlagen der Baustatik werden die Einflußlinien statisch bestimmter Systeme nach dem einprägsamen Verfahren der Kinematik entwickelt. Eingehend wird dann die Ermittlung der Formänderungen nach rechnerischen und graphischen Verfahren behandelt.

Ein besonderes Kapitel befaßt sich mit der Auflösung der Elastizitätsgleichungen mit Hilfe von Determinanten und nach dem Gauß'schen Algorithmus; auch auf die Matrizenrechnung wird eingegangen, die durch den Einsatz moderner Rechenanlagen immer mehr an Bedeutung gewinnt.

Die statisch unbestimmten Systeme werden sowohl nach dem Kraftgrößenverfahren wie auch nach dem Formänderungsverfahren ausführlich besprochen. An Hand der zahlreichen, gut gewählten Beispiele bekommt der Leser einen unmittelbaren Einblick, welches der beiden Verfahren bei den verschiedenen Aufgabenstellungen schneller zum zahlenmäßigen Resultat führt. Es ist zu begrüßen, daß in diesem Kapitel auch das Festpunktverfahren behandelt wird, da es nicht nur anschaulich ist, sondern in manchen Fällen schneller als andere Methoden zum Ziele führt.

Eine eingehende Behandlung wird den Iterationsverfahren von Cross und Kani gewidmet. Die Betrachtungen beschränken sich dabei nicht nur auf die allgemein übliche Ermittlung der Momentenzustandslinien für feste Belastungen; es wird auch die Berechnung der Momenten-Einflußlinien gezeigt. Zahlentafeln ermöglichen eine einfache Zahlenrechnung für viele praktisch vorkommende Trägerformen mit ungleichem Trägheitsmoment.

In einem besonderen Kapitel wird die rationelle Berechnung einer heute im Stahlbetonbau oft ausgeführten Form des Vier-

endeelträgers gezeigt. Als Abschluß wird die Berechnung von Fundamenten behandelt, die als Balken oder Kreisplatten auf elastischer Unterlage ausgeführt sind.

Die klare und kurzgefaßte, allgemein theoretische Behandlung der Probleme, die durch viele instruktive Zahlenbeispiele wertvoll ergänzt und vertieft wird, ermöglicht dem Studierenden, sich schnell und umfassend die notwendigen Kenntnisse der Stabstatik anzueignen. Aber auch für den Ingenieur der Praxis lohnt es sich, das Buch zu studieren, denn er findet in ihm eine Fülle von Hinweisen, nach welchen der verschiedenen möglichen Methoden er am schnellsten zum Ziele kommt. Für seine Berechnungen wird er sich mit Vorteil der zahlreichen Hilfstafeln am Schlusse des Buches bedienen.

W. Pelikan, Stuttgart.

DK 699.82 + 699.86 : 728 (047.31)

Wärme- und Feuchtigkeitsschutz in Wohnbauten. Reichen-Vergleichs-Versuche an künstlich bewohnten Versuchsbauten der Freiland-Versuchsstelle bei Holzkirchen/Obb. (Bericht über d. Versuchszeit 1952—1956.) IV u. 88 S., DIN A 4 mit 122 Abb. und 34 Zahlentafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 14,20 DM.

Das Institut für Technische Physik in Stuttgart legt nunmehr einen zusammenfassenden Bericht über die Ergebnisse vor, die bei den Untersuchungen auf dem Versuchsfeld Holzkirchen gewonnen wurden und die wiederum ein Beispiel für die hervorragende wissenschaftliche Arbeit sind, die diese Stelle seit Jahren unter ihrem Leiter Prof. Reiher leistet. Die Versuche wurden im Auftrage des Bundesministeriums für Wohnungsbau und mit Unterstützung verschiedener öffentlicher und privater Körperschaften durchgeführt. Es wurden insgesamt 29 eingeschossige Versuchshäuser von etwa 25 m² Grundfläche errichtet. Für die Außenwände wurden herkömmliche Baustoffe, z. B. Ziegel, Kalksandsteine, Bims-, Schlackenbetonsteine, in verschiedener Dicke verwendet. Außerdem wurden eine Reihe von Sonderbauarten: Durisol, Mantelbeton und Holzfachwerk mit Holzwole-Leichtbauplatten u. a., untersucht. Die Häuser wurden nach 6 verschiedenen Programmen künstlich bewohnt, d. h., sie wurden nach verschiedenen Plänen beheizt, belüftet und durch Wasserverdampfung befeuchtet. Es wurden eine Fülle von bauphysikalischen Ergebnissen erzielt, von denen als wichtigste genannt seien: Unterlagen über den Feuchtigkeitsgehalt und die Feuchtigkeitsverteilung in den Außenwänden in Abhängigkeit von der klimatischen Beanspruchung, Größe der Wärmedämmung der Außenwände in Abhängigkeit von ihren Feuchtigkeitsgehalten, Höhe des Wärmebedarfs im Vergleich zu den rechnerisch bestimmten Werten, Gefahr der Tauwasserbildung und deren Bekämpfung, Einfluß der Wärmespeicherung auf das Innenraumklima. Die Güte des Außenputzes war vor allem auf den Wetterseiten für die Güte des Wärmeschutzes von ausschlaggebender Bedeutung. Die Versuche in Holzkirchen wurden durch Erhebungen ergänzt, die an Wohngebäuden in und um München angestellt wurden und durch die nachgewiesen wurde, daß die an den Versuchsobjekten festgestellten starken Feuchtigkeitschäden keineswegs auf extremen Versuchsbedingungen beruhen, sondern in ähnlicher Form auch an anderen Stellen zu beobachten waren. Von den Ergebnissen ist zu hoffen, daß sie von der Praxis im größten Umfang beachtet werden, damit die immer noch stark verbreiteten Bauschäden eingeschränkt werden, die auf Vernachlässigung bauphysikalischer Zusammenhänge beruhen. Der Fachmann hätte gewünscht, daß die zahlreichen Diagramme in etwas größerem Maßstab dargestellt worden wären, um das Arbeiten mit ihnen zu erleichtern.

W. Caemmerer, Berlin.

DK 624.073.126 + 624.074.3 : 624.21 (022)

Homberg, Dr.-Ing. H., u. Dipl.-Ing. W.-R. Marx: **Schiefe Stäbe und Platten.** 324 S., 17 × 24 cm, mit 112 Abb. Düsseldorf: Werner-Verlag 1958. Geb. 80,— DM.

Dieses Buch ist ein Beitrag zur Behandlung des aktuellen Problems schiefwinklig gestützter einfeldriger Stäbe und insbesondere schiefwinklig viereckiger Platten mit zwei gegenüberliegenden drehbaren und zwei freien Rändern.

Die Beanspruchungen und Auflagerreaktionen der schief aufgelagerten Stäbe werden mit Hilfe einfacher statischer Überlegungen ermittelt. Die Untersuchungen an schiefwinkligen Platten sind auf solche beschränkt, bei denen die Spannweite parallel zu den freien Rändern gemessen, gleich der Breite, gemessen längs der Auflagerlinie, ist ($L : b = 1 : 1$). Der spitze Winkel zwischen der Auflagerlinie und dem freien Rand ist

zwischen 20° und 90° veränderlich. Zahlreiche Kurventafeln enthalten für eine gleichmäßig verteilte Flächenlast, für Linienlasten parallel zu den freien Rändern und für eine Einzellast Werte, aus denen entweder die Hauptbiegemomente und deren Richtungen unmittelbar oder aus vier Biegemomenten berechnet werden können, deren Richtungen um je 45° voneinander abweichen. Tabellen mit Momenten-Einflusswerten dienen zur Ergänzung der Kurventafeln. Eine Reihe von Abbildungen macht das von rechteckigen Platten vielfach stark abweichende Tragverhalten schiefer Platten deutlich.

Alle Einflußzahlen wurden mit mechanischen Krümmungsmessern, deren Meßbasis je nach der erforderlichen Genauigkeit 5 cm, 4 cm oder 3 cm betrug und die mit Meßuhren mit 1/1000 mm Anzeigegenauigkeit versehen waren, rein experimentell an Modellplatten bestimmt. Als Modellmaterial ist die Aluminium-Legierung Anticorodal verwendet worden. Die Stärke der Platten betrug 4 mm. Angaben über die Größe der Modelle fehlen.

Ein Rechenbeispiel dient zur Erläuterung des Gebrauchs der Kurventafeln, und in drei Bemessungsbeispielen wird beschrieben, wie eine schiefwinklige Brückenplatte mit schlaffer oder vorgespannter Bewehrung zu konstruieren ist und wie die ergünstigen Beanspruchungen des Betons und der Bewehrungen ermittelt sind.

Wenn auch dieses Buch nur parallelogrammförmige Brückenplatten mit einem einzigen Seitenverhältnis behandelt, so stellt es doch eine besonders für den Praktiker begrüßenswerte Bereicherung des Schrifttums dar. Es wird mit gutem Erfolg dazu benutzt werden können, wenn die Abmessungen eines gegebenen Objektes ungefähr mit $L : b = 1 : 1$ übereinstimmen.

Die Verfasser weisen darauf hin, daß die aus Messungen erhaltenen Zahlenwerte mehrfach kontrolliert wurden. Zwar ist zu erwarten, daß in absehbarer Zeit schiefwinklige Platten, wie sie in dem vorliegenden Werk behandelt sind, auf theoretische Wege untersucht werden können, und daß man nicht mehr allein auf Modellmessungen angewiesen sein wird, jedoch gewinnen letztere angesichts der unregelmäßigen Formen der modernen Baukonstruktionen eine wachsende Bedeutung.

W. Koepcke, Berlin

DK 531/534 (022)

Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik. Nach Vorlesungen. 4., verbesserte u. erw. Aufl. XII + 434 S., Gr. 15,4 × 23 cm, mit 525 Abb. Berlin/Göttingen: Heidelberg: Springer 1959. Gzln. 22,50 DM.

Zu den vier großen Abschnitten, die in den früheren Auflagen den Inhalt des Buches unterteilten (Statik des starren Körpers, Elementare Probleme der Elastizitätstheorie, Statik der Systeme starrer Körper, Einführung in die Dynamik) ist in der nunmehr vorliegenden vierten Auflage noch ein fünfter Abschnitt hinzu, der dem Prinzip der virtuellen Arbeiten und dem Prinzip von d'Alembert gewidmet ist. Auch in diesem neuen Abschnitt wird darauf Bedacht genommen, die Anwendung der gewonnenen theoretischen Erkenntnisse in unmittelbar angeschlossenen Beispielen vorzuführen. Die 15 interessanten Fragestellungen, die im Rahmen der dritten Auflage als „vermischte Aufgaben“ zu den 77 im Text eingebauten Übungsaufgaben hinzukamen und mit ihren Lösungen in einem besonderen Anhang untergebracht wurden, haben in der Neuauflage eine Vermehrung um zwei Aufgaben erfahren, von denen die eine den freien Fall bei veränderlicher Beschleunigung und die andere die Strömungsverhältnisse in einer Rohrleitung betrifft. Die genannten Erweiterungen des Inhalts ließen den Umfang des Buches in der neuen Auflage auf 14 Seiten anwachsen.

Ein Werk, das innerhalb von fünf Jahren vier Auflagen erforderlich macht, bedarf keiner zusätzlichen Empfehlung.

E. Chwalla, Graz

DK 532.543 : 627.13 (023)

Roske, K.: Dimensionslose Größen in der Hydrodynamik der offenen Gerinne. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft, Heft 5. 142 S., 14,7 × 20,5 cm mit 24 Abb. u. 94 Zahlen- und Rechentafeln. München: R. Oldenbourg 1958. Brosch. mit Ringlochung 20,— DM.

Es ist stets empfehlenswert, bei besonderen und nicht regelmäßig auftretenden hydrodynamischen Problemen den Groß der Berechnung in einem ausführlicheren Weg zu verfolgen. Doch ist es unbedingt erforderlich, zur raschen, oft nur überschlägigen oder vergleichenden Beurteilung von hydrodynamischen Vorgängen ein brauchbares, vielseitig anwendbares Rechenhilfsmittel zu besitzen. So sind im einschlägigen Schrifttum schon seit langem Zahlentafeln und graphische Darstellungen

a, z. B. Netze und Fluchtentafeln, zu finden; sie behandeln meist Teilgebiete.

Die technische Hydrodynamik ist in den letzten Jahrzehnten besonders weitgehend entwickelt worden. Die neuen Erkenntnisse allein im Bereich der stationären Strömungen der offenen Gerinne (eindimensionale Strömungen) sind ein grundlegender und mannigfaltig nutzbarer Bestandteil der hydrodynamischen Berechnungen geworden und haben in Verbindung mit der neuzeitlichen Rohrhydraulik den Rahmen eines Hauptteils der technischen Hydrodynamik festgelegt.

Insbesondere das angelsächsische Schrifttum hat seit längerer Zeit schon die Bedeutung einfacher und doch umfassend zu verwendender Rechenhilfsmittel in Form tabulierter Funktionswerte erkannt. Hierbei ist vor allem das Verfahren mit dimensionslosen Größen zu nennen.

Der Verfasser hat es nun mit einer besonders anzuerkennenden Zielstrebigkeit unternommen, den bereits angedeuteten Weg der Benützung dimensionsloser Größen in der Hydrodynamik der offenen Gerinne so weit wie möglich zu verfolgen. Die Untersuchungen sind in einer durchaus einheitlichen Betrachtungsweise von den hydrodynamischen Grundlagen ausgehend eine irgendwelches belastendes Beiwerk durchgedacht worden. Auf diesem Wege stellen sich verschiedene auf so einleuchtende Art bislang nicht zu erkennende Zusammenhänge heraus.

Besonders zu erwähnen ist der Abschnitt über den hydraulischen Radius und den Geschwindigkeitsbeiwert nach Strickler. Der Normalabfluß mit Schwerstoffbewegungen und die Schiebetriebsformel nach Meyer-Peter, ferner die Berechnungen mit dem Energieansatz und dem Impulsansatz (Grenzefälle, Wechselsprung) sowie die Bestimmung der Wasserschüttellagen bei stationär ungleichförmigem Abfluß sind klar und elegant behandelt. Eine Reihe von Rechenbeispielen und in Hand des Textes leicht überschaubarer Zahlen-, Rechen- und Kurventafeln beschließen das Buch.

Es gehört in die Hand des fortgeschrittenen Studierenden und des in der Praxis stehenden Wasserbauers. Als willkommenes Nachschlagewerk dient es denjenigen, welche sich die Gesetze und Zusammenhänge der technischen Hydrodynamik der eindimensionalen Strömungen in offenen Gerinnen, aus einem Bild dargestellt, in Erinnerung zu rufen Anlaß haben.

M. Breitenöder, Graz.

Verschiedenes

Prof. Dr.-Ing. W. Bauersfeld †

Am 28. Oktober d. J. verschied in Heidenheim/Brenz im Lebensjahr Herr Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h., Dr. rer. nat. c. Walther Bauersfeld, der Senior der Geschäftsleitung der Carl Zeiss-Werke in Oberkochen/Württ. Es ist ungewöhnlich und erstaunlich, daß Bauersfeld als Maschinenbau-Ingenieur und Mitglied der Geschäftsleitung eines großen Werkes der optischen Industrie nebenher auch auf dem Gebiet der Baukonstruktionen bahnbrechende Entwicklungsarbeit geleistet hat. Der Bauingenieur kennt seinen Namen als den des Initiators am Anfang der zwanziger Jahre in Verbindung mit der Bauma Dyckerhoff & Widmann begonnenen Entwicklung, die zur Halenbauweise führte. Von seinen vielen hervorragenden Leistungen seien hier nur das Projektionsplanetarium und der der Luftbildmessung so erfolgreich gewordene Stereoplanigraph genannt.

Bauersfeld wurde 1879 in Berlin geboren und studierte in Charlottenburg Maschinenbau. Er schloß seine Studien 1902 mit dem Diplom-Examen und einige Assistentenjahre an der dortigen Hochschule mit einer Doktorarbeit über „Die automatische Regulierung der Turbinen“ ab. Im Jahre 1905 trat er in die Konstruktions-Ingenieur in die Dienste der Firma Carl Zeiss. Schon 1908 wurde er, noch nicht 30 Jahre alt, als Nachfolger des früh verstorbenen Prof. Czapski in die Geschäftsleitung des Werkes berufen, das damals bereits etwa 2000 Menschen beschäftigte. Die Tätigkeit eines Geschäftsleiters des Weltunternehmens hat er neben seinen konstruktiven Arbeiten unterbrochen bis zu seinem Tode, also mehr als 50 Jahre lang, wahrgenommen.

Eine Durchsicht der rund 130 auf Bauersfelds Namen stehenden Patentanmeldungen (bei denen in etwa 40 Fällen ein oder mehrere Miterfinder beteiligt waren) gibt ein Bild von der Vielseitigkeit seines erfinderischen Schaffens. Außer den schon erwähnten Gebieten umfaßt es besonders die Mikroskopie, das Kino- und Beleuchtungstechnik. Diesen erfolgreichen Erfindern kennzeichneten besonders: die Fähigkeit, ein neues tech-

DK 536.41 (023)

Parkus, H.: Stationäre Wärmespannungen. V u. 166 S., Gr. 15,3 × 22,8 cm, mit 34 Abb. Wien: Springer 1959. Geb. 38,— DM.

Aus dem Inhalt: Theoretische Grundlagen, Anheiz- und Abkühlvorgänge an verschiedenen Körpern, periodische Temperaturänderungen, bewegte Wärmequellen, sehr interessante Einblicke in das Wesen von Wärmeshockwirkungen (Berücksichtigung von Massenbeschleunigungseffekten bei plötzlichen thermischen Einwirkungen), Wärmespannungen bei viskoelastischen und bei elastisch-plastischen Materialien.

Mit dem vorliegenden Buch ist innerhalb der Theorie der Wärmespannungen die letzte wesentliche Lücke geschlossen worden. Die Vielzahl der behandelten Probleme, die durch ausführliche Darlegungen der Grundlagen vorbereitet werden, und ein umfangreiches Literaturverzeichnis ermöglichen es dem Leser, sich über den letzten Stand der theoretischen Erkenntnisse auf diesem Gebiet ins Bild zu setzen. Der theoretisch interessierte Ingenieur wird hieraus wertvolle Anregungen bei der Bearbeitung noch ungelöster Einzelprobleme empfangen können.

R. Trostel, Berlin.

Neuerscheinungen

Sondergaard, Bent: Petrographic Investigation of Quaternary Danish Gravel Deposits. 74 S., Gr. DIN A 4, mit zahlreichen Abb. u. Tabellen. (Fotodruck, Dänisch). Herausgeg. von The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences, Committee on Alkali Reactions in Concrete. Kopenhagen 1959. Brosch. 12,— dkr.

Flieger, Heinz: Stählerne Säulen (Deutsche Wirtschaft im Bild, Bd. 3, dargestellt an d. Acrow-Wolff GmbH., Düsseldorf). 68 S., Gr. 20 × 21 cm, mit 30 Abb. Düsseldorf: Verlag f. deutsche Wirtschaftsbiographien 1959. Ganzln. 9,60 DM.

Kersten-Tramitz: Der Stahlhochbau. Ein Leitfaden für Studium und Praxis, Bd. II. 6. Aufl. Neubearbeitet von Dipl.-Ing. Werner Tramitz. X, 278 S., Gr. DIN A 5, mit 567 Abb., 17 Zahlentafeln u. 23 Zahlenbeispielen. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959. Brosch. 26,40 DM, Ganzln. 29,60 DM.

Taschenbuch für Druckluftbetrieb. Herausgeg. von FMA Pokorny. 8. neubearbeitete Auflage von Dr.-Ing. G. Choné u. H. Feigenspan. XI u. 298 S., 12,5 × 17,5 cm mit 280 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1959. Geb. 21,— DM.

Killer, Jos.: Die Werke der Baumeister Grubenmann. 2. Aufl. 172 S., Gr. 17,5 × 24,5 cm, mit 135 Abb. Zürich: Leemann 1959. Ganzln. 25,— sfr.

nisches Problem unabhängig und unbefangen zu analysieren; der Mut, bei der Lösung auch ungewöhnliche Wege unbeirrt bis zu Ende zu gehen; eine gewisse Mißachtung der „vorliegenden Erfahrungen“, mindestens so lange, bis deren Berechtigung klar erwiesen war, und schließlich die Gabe, Einfälle zu haben, die er immer als ein besonderes Geschenk bezeichnet hat. Immer aufs neue stellte er dem Konstrukteur die Forderung, den Mut zu haben und die Mittel zu beherrschen, um auf neuen Wegen zu neuen Zielen zu kommen.

Seine umfassende Tätigkeit als Ingenieur und Erfinder wurde im In- und Auslande durch eine ungewöhnlich große Anzahl von Auszeichnungen und Ehrungen anerkannt: Die Technische Hochschule München und die Universität Tübingen ernannten ihn zum Ehrendoktor (die vorgesehene gleiche Ehrung durch die Technische Universität Berlin verhinderte der Tod); er erhielt den Goldenen Ring des Deutschen Museums München, die Elliot-Cresson-Medaille des Franklin-Institutes in Philadelphia, den Siemens-Ring, die Grashoff-Gedenkmünze des Vereins Deutscher Ingenieure, das große Verdienstkreuz mit Stern des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland, die Gauß-Weber-Medaille der Universität Göttingen und zuletzt noch — als erster Deutscher — die James-Watt-International-Medaille der „Institution of Mechanical Engineers“ in London.

Prof. K. Schwidewsky, Oberkochen.

Dr.-Ing. Karl Kordina Professor

Die Ernennung zum o. Professor erfolgte durch die Technische Hochschule Braunschweig für das Gebiet Baustoffkunde und Materialprüfung. Gleichzeitig wurde Dr. Kordina als Direktor mit der Leitung des zugehörigen Institutes betraut.

Prof. Kordina wurde 1919 in Wien geboren, war verschiedentlich bei der Reichsbahn und in der Bauindustrie im konstruktiven Ingenieurbau tätig und bis zu seiner Berufung wissenschaftlicher Mitarbeiter am Materialprüfungsamt für Bauwesen an der T. H. München.

Prof. Dr.-Ing. Hubert Rüsche Dr.-Ing. E. h.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Hubert Rüsche, Ordinarius für Massivbau an der Technischen Hochschule München, wurde von der Technischen Hochschule Dresden am 9. 11. 1959 die Würde eines Dr.-Ing. Ehren halber verliehen.

Verleihung des Bundesverdienstkreuzes I. Klasse an Herrn Regierungsbaudirektor a. D. Hubert Breuer

Herrn Regierungsbaudirektor a. D. Hubert Breuer wurde am 9. 11. 1959 anlässlich der Vollendung des 70. Lebensjahres vom Bundespräsidenten das Bundesverdienstkreuz I. Klasse verliehen.

Herr Regierungsbaudirektor a. D. Breuer hat durch seine besonderen Kenntnisse und Fähigkeiten hervorragende Verdienste um die Entwicklung des Seebaues, des Seezeichenwesens und des Insel- und Küstenschutzes erworben. Im Bereich des ostfriesischen Küstengebietes war er seit dem 15. 2. 1949 als Leiter der Abteilung „Seewasserstraßenverwaltung“ bei der Regierung in Aurich und nach Gründung einer selbstständigen Wasser- und Schifffahrtsdirektion des Bundes im Jahre 1952 als deren Leiter tätig. Am 1. 12. 1954 trat er mit 65 Jahren in den Ruhestand.

Präsident Steckhan, Aurich.

Eisenhüttentag 1959 in Düsseldorf

Von den auf der diesjährigen Tagung gehaltenen Vorträgen dürften folgende für den Bauingenieur von besonderem Interesse sein:

Prof. Dr.-Ing. habil. W. Grosse: „Bedeutung von Form und Eigenschaften des Stahles für die Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken.“ Stahlsparende Möglichkeiten für den Stahlbau werden einerseits in der Entwicklung vorteilhaft einzusetzender IPE-Profile gesehen; andererseits soll eine weitere Stahleinsparung durch Herstellung von Baustählen mit erhöhter Fließgrenze erreicht werden. Besondere Vorteile werden einem neuentwickelten, mit Silizium und Mangan legierten naturharten Stahl beigemessen, dessen Festigkeitseigenschaften zwischen denen der Stähle St 37 und St 52 liegen; er hat eine Mindeststreckgrenze von 28 bis 30 kg/mm², eine Zugfestigkeit von 45 bis 55 kg/mm² und eine Bruchdehnung von 20 %.

Dr.-Ing. W. Jäniche: „Entwicklung eines gerippten Betonstahles.“ Seit etwa 4 Jahren besteht bei der Entwicklung auf diesem Gebiet ein besonderes Interesse für einen Stahl der Gruppe III, der auf Grund seiner besonderen Profilgebung für den hakenlosen Einbau geeignet ist. Auch soll dieser Stahl für dynamisch beanspruchte Bauteile verwendet werden können.

Die Entscheidung fiel zugunsten eines verwundenen Stahles, da bei den Werken sehr umfangreiche Erfahrungen mit der Erzeugung eines in solcher Weise kaltverformten Stahles vorliegen und die Erzeugung des neuen Stahles kurzfristig aufgenommen werden konnte. Seit Beginn der Fertigung im Mai dieses Jahres sind bereits mehr als 250 000 t dieses neuen Stahles erzeugt worden.

FIP-RILEM-Symposium in Trondheim/Norwegen

Die Arbeitsgruppe Einpreßmörtel der Internationalen Vereinigung für Spannbeton und der Vereinigung der Materialprüfungsanstalten beabsichtigt, in der Zeit vom 20. bis 22. Juni 1960 ein Symposium abzuhalten. Einzureichende Arbeiten müssen bis zum 15. März 1960 an Herrn Prof. Dr. techn. Inge Lyse, Norges Tekniske Høgskole, Trondheim/Norwegen, gesandt werden.

12. Bezirkskonferenz des Amerikanischen Beton-Institutes in Mexiko City vom 2. bis 5. 11. 1959

Die Konstruktionen Candelas in und in der Umgebung von Mexiko City beherrschten das Interesse aller Konferenzteilnehmer. Dieser geniale Architekt und Ingenieur fügt hyperbolisch-parabolische Schalenelemente meisterhaft zu Bauwerken größter ästhetischer Würde und Kühnheit zusammen, die allein auf einer mathematischen Verfolgung der Schalenelemente basieren, da nach wie vor die hyperbolisch-parabolische Schale sich einer praktischen Momentenberechnung entzieht. Felix Candela und Ignacio Canals beschrieben die bekannte Membrantheorie der hyperbolisch-parabolischen Schale, die vorwiegend auf den Arbeiten von A. Pucher basiert, während Modellversuche von H. P. Harrenstien, Iowa State

College, USA, zu einer ersten Aufstellung von Einflußflächen führten.

Den Einzug von Schalen und Faltwerken in das Gebiet der Fundamentkonstruktionen unterstrich in überzeugender Weise der Vortrag von Ignacio Martin, Habana Cuba, über das faltwerkartige Fundament eines 24-geschossigen Hochhauses. Trotz großer vertikaler Lasten, großer Windmomente und schlechtem Baugrund konnte durch die Verwendung eines Faltwerkes die Gesamtgründungsfläche wirtschaftlich so vergrößert werden, daß die Bodenpressungen gering gehalten wurden. Das Faltwerk bietet infolge seiner Konstruktionshöhe und seiner Tragwirkung größte Steifigkeit bei geringem Eigengewicht und minimalem Beton- und Stahlverbrauch. Die Verteilung der Bodenpressung an den geneigten Wandflächen und den horizontalen Plattenflächen des Faltwerkes in unterschiedlichen Bodeneinschnittstiefen sollte allerdings besondere Beachtung fordern, da sicher lokale maximale Bodendruckwerte zu erwarten sind.

Als weiterer Beitrag von besonderem Interesse seien die theoretischen Untersuchungen von Dr. Emilio Rosenbluet und Ignacio Holtz, Mexiko City, über das elastische Verhalten von Schubwänden in Hochhäusern erwähnt. Die Verteilung von Windlasten oder horizontalen Erdbeben-Beschleunigungslasten auf vertikale, über die volle Gebäudehöhe durchlaufende Schubwände und benachbarte oder anschließende Betonrahmen ist untersucht und auf eine Differential-Gleichung ähnlich der eines Balkens auf elastischer Unterlage zurückgeführt worden. Die Gültigkeit der Methode erscheint insbesondere im Hinblick auf das ähnliche und akute Problem bei teilweise ausgefachten Stahlskelett-Hochhausrahmen von besonderer Bedeutung.

Vorträge über Spannbetonkonstruktionen in Deutschland (Dr.-Ing. Finsterwalder)

Vorgespannte Brücken in Mexiko (Vincente Guerra)

Vorgespannte Betonfertigteilebögen in Cuba (E. R. Cancian)

Vorgefertigte schalenartige Wandtafeln in USA (A. Amirikian)

Vorgespannte Eisenbahnschwellen in Deutschland (Prof. H. Meier)

Beton Schubversuche in USA (C. P. Siess) und Betonstaudämme

vervollständigten das Programm.

Dr.-Ing. H. Bandel, New York.

DIN-Normen im Bauwesen

Das im September 1959 erschienene Gesamtverzeichnis dieser Normen gliedert sich nach folgenden Hauptgruppen:

Grundnormen / Städtebau und Landesplanung / Gebäudeplanung / Baustoffe, Bauteile / Baugrund und Grundbau / Hochbau, Rohbau und Ausbau / Tiefbau, Ingenieurbau, Industriebau, Sonderbauten / Schutzmaßnahmen im Bauwesen / Baugerüste, Baugeräte, Baumaschinen / Verdingungswesen / Baukosten, umbauter Raum / Vermessungswesen.

DIN 1356 — Bauzeichnungen

Diese Normen vom August 1959, die Vereinheitlichung der Bauzeichnungen betreffend, unterscheiden sich wesentlich von der früheren Ausgabe. Der Zeichnungsteil enthält 16 Tafeln.

DIN 4109 — Schallschutz im Hochbau

DIN 4109 ist jetzt wie folgt gegliedert:

Teil I: Begriffe und Erläuterungen

Teil II: Anforderungen und Ausführungsbeispiele

Teil III: Schwimmende Estriche auf Massivdecken.

Entwurf Teil III liegt vor. Einsprüche und Änderungsvorschläge bis 29. 2. 1960. Der Entwurf kann von Interessenten beim Fachnormenausschuß Bauwesen, Bamberg 4, Postschließfach 43, bezogen werden.

Berichtigung

zum Aufsatz J. Hahn: Torsion oder Drillung. Bauingenieur 34 (1959) S. 296.

In der 2. Spalte, 5. Zeile, muß es heißen:

$$M = M_{xy} \text{ statt } M = M_{xy} \cdot \sqrt{2}.$$

Hahn.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1959

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1959 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,60. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Inhaltsverzeichnis

Hauptaufsätze und Kurze Technische Berichte

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte

	Seite		Seite		Seite
Allemand, F., Dr.-Ing., Kipsdorf: Das Stadion von Montevideo. KTB	69	Daniel, H., Oberbaurat Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. W. Richter, Bad Godesberg: Modellversuche mit elastisch gelagerten schiefen Plat- ten. HA	406	Hoppe, C. J., Dr.-Ing., Bonn: Neu- artiger Stahlhochbau in Frank- reich. KTB	248
Die Korrosion des Stahles im be- wehrten Beton. KTB	444	Eras, G., Dipl.-Ing., Dresden: Ana- lytische Spannungsermittlung bei Tunnelquerschnitten. HA	49	Windsog auf Pultdächer. KTB	71
Stahlbetontragwerke in vielstöcki- gen Gebäuden. KTB	323	Fellner, L., Dr. techn., Wien: Die kritische Rutsicherheit. HA ..	353	Jacoby, E., Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr.- Ing., Lübeck: Die mechanische Energie der Gezeiten. KTB	368
Adai, P., Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. J. Jánosy, Budapest: Stollenvor- trieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. HA	276	Fischer, K., Dipl.-Ing., Wien: Die Schiefeinstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten. HA	258	Jaeger, Th., Dipl.-Ing., Berlin: Ab- schwächung von Betastrahlung durch Beton. KTB	162
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., und Dipl.- Ing. Th. Barta, Timisoara: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Zur linearen Zunahme der Steife- zahl E des Baugrundes mit der Tiefe. HA	473	Bau des Ringträgers und der Strah- lungsschutzbrücke des CERN- Protonensynchrotrons. KTB	163
Andel, H. K., Dr.-Ing., New York: Das orthogonale Seilnetz hyper- bolisch-parabolischer Form unter vertikalen Lastzuständen und Temperaturänderung. HA	394	Frank, J., Obering., Erlangen: Fort- schritte in der Hydraulik des Sohlenrechens. HA	12	Bemessung von Containerschalen mit elastischer Zwischeneinspan- nung. KTB	65
Der Kreisring-Kragträger im USA- Ausstellungsdom in Moskau. HA	472	Franz, G., Prof. Dr.-Ing., Karls- ruhe: Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung bean- spruchten Betonquerschnitten. KTB	205	Der Spannbeton-Exhaustschorn- stein des G1-Reaktors in Mar- coule. KTB	482
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Wachsende Sorgen mit Bauten aus Spannbeton in USA. KTB	70	Die Bemessung der Strahlen- abschirmungsanlage für den Siede- wasserreaktor des Argonne Natio- nal Laboratory. KTB	101
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Geiger, J., Dr.-Ing., Augsburg: Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten. HA	19	Die Containerschale des Dresden- Kernkraftwerkes. KTB	60
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Grüning, G., Prof. Dr. Ing., Dres- den: Erdbebenschäden in Mexiko City. KTB	32	Einschalung der Stahlbetonkuppel des neuen Reaktorlaboratoriums bei Princeton, N. I. KTB	24
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Gut, J., Dipl.-Ing., Küsnacht: Die Klappbrücke Krägerøy. HA	91	Entwurf einer Megacurie-Nah- rungsmittel - Bestrahlungsanlage. KTB	246
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hacker, H., Dipl.-Ing., Eßlingen: Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. HA	453	Gesichtspunkte für den Entwurf radiochemischer Trennanlagen. KTB	246
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hahn, J., Dipl.-Ing., Düsseldorf: Hauptspannungen und Schub- sicherung im Stahlbeton. HA ..	82	Entwurf eines ferngesteuerten metallurgischen Spaltstoffaufbei- tungswerkes. KTB	278
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Torsion oder Drillung. Über den Einfluß der Drillmomente in Platten mit zweiachsiger Bie- gung. HA	296	Gasdichter Einschluß des Siede- wasserreaktor-Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois. USA. KTB ...	25
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hampe, B., Min.-Rat a. D. Dr.-Ing., Bad Godesberg: Die Gegendruck- stauklappe. HA	41	Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radio- aktive Abfälle. KTB	279
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hebberling, H., Dipl.-Ing., Unter- schondorf: Zur Rostschutzfrage. HA	23	Heiße Zelle aus Schwerbeton- blöcken. KTB	201
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Heusel, H., Oberbaurat Dipl.-Ing., Berlin: Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spann- betonrahmen). HA	169	Heiße Zelle aus Schwerbeton in permanenter Stahlchalung. KTB	200
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hiba, M., Dipl.-Ing., Belgrad: Bei- trag zur Gewölbereihen-Berech- nung. HA	89	Kernkraftwerk „Hinkley Point“. KTB	159
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Hille, B., Baurat Dr.-Ing., Aachen: Die Baustelle für den neuzeit- lichen Straßenbau. HA	150	Permanente Unterbringung hoch- gradig radioaktiver Abfallflüssig- keiten in Salzlagerstätten und tief- gelegenen durchlässigen Sedimen- ten. KTB	410
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Neuerungen bei den Baumaschi- nen. HA	312	Probleme der Wärmeentwicklung bei der Behälterspeicherung hoch- gradig radioaktiver Flüssigkeiten. KTB	408
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320	Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Han- nover 1959. KTB	329	Thermische Aspekte bei der Be- messung von Beton-Strahlen- schutzanlagen. KTB	105
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320			Jánosy, J., Dipl.-Ing., und Dipl.- Ing. K. Andai, Budapest: Stollenvor- trieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. HA	276
Appeltauer, J., Dipl.-Ing., Timisoara, und Dipl.-Ing. J. Appeltauer: Beitrag zur Knicklängenberechnung lot- rechter Rahmenstiele im Falle ge- nickter und bogenförmiger Rie- gel. HA	320			Jávör, T., Ing., Kand. der techn. Wissenschaften, Bratislava: Einige Bemerkungen zur Berechnung der schiefen orthotropen Platten. HA	474

	Seite		Seite
Jenne, G., Dr.-Ing., Starnberg: Berechnung von Rahmen mit im Untergrund eingespannten Stielen. HA	349	Menkhoff, H., Dipl.-Ing., Aachen: Riesen-Erdtransporter lädt 165 t. KTB	165
Keil, K., o. Prof. Dr.-Ing., Dresden: Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. HA	77, 268	Merkle, G., Dr.-Ing., Düsseldorf: Die neue Kirche St. Louis in Lorient. KTB	325
Kern, E., Dipl.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel, Darmstadt: Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt. HA	179	Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke. KTB	286
Kirschmer, O., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke von einer Studienreise). HA	387	Schnellprüfung von Beton. KTB	207
Kister, D., Dr.-Ing., Leinfelden-Unterichen. Die Wasserkraftanlage Kariba in Rhodesien. KTB	66	Meschan, F., Dr.-Ing., Rheinhausen: Ringträgerberechnung für den Unterbau von Großbaggern und -absetzern. HA	138
Klugar, K., B.-B.-Oberbaurat Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz: Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korndurchmesser. HA ..	255	Modor, Z., Privatdoz. Dr.-Ing., Zagreb: Berechnung der Platten in Polygonalform. HA	427
Knittel, G., Prof. Dr.-Ing., Hannover: Der Sportpalast in Rom. KTB	164	Naruoka, M., Prof., Kyoto (Japan): Untersuchung der schiefen Platte mit Benutzung des Rechenautomaten. HA	401
Koeppel, G., Dipl.-Ing., Chicago: „The Executive House“, das höchste Eisenbeton-Gebäude der USA. KTB	209	Neuber, H., Prof. Dr.-Ing., München, und Dipl.-Phys. G. Landgraf, Dresden: Plastische Knickung der Kreiszyinderschale. HA	44
Kuhn, R., Dr.-Ing., München: Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen. HA	192	Ohlemutz, A., Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahlbeton-Einzelteilen. KTB ...	443
Landgraf, G., Dipl.-Phys., Dresden, und Prof. Dr.-Ing. H. Neuber, München: Plastische Knickung der Kreiszyinderschale. HA	44	Orth, Fritz, Dr.-Ing., Berlin: Bau einer Kaimauer aus Schwimmkästen. KTB	371
Laufer, M., Dr.-Ing., und Dr.-Ing. G. Schmaußer, Zweibrücken: Ölhdraulische Antriebe im Stahlwasserbau. HA	417	Der Staudamm Sadd el Aali am Nil. KTB	447
Lebender, W., Dipl.-Ing., Darmstadt: Bogenwirkung bei Stahlbetonplatten. KTB	210	Die größte Wasseraufbereitungsanlage der Welt. KTB	326
Lehmann, H., Dir. Dr.-Ing., Düsseldorf: Erweiterung des Erzhafens von Mannesmann durch eine vorgespannt verankerte Kaimauer in Stahlbeton mit Caisson-Gründung. HA	363	Eine Schleuse mit 30.5 m Hubhöhe an der Wilson-Staumauer. KTB	480
Linder, R., Bauass., Freiburg i. Br.: Erdverlegte Trinkwasserleitungen mit Kunststoffrohren. HA	291	Louisianas neuer Seehafen am Mississippi 360 km landeinwärts. KTB	33
v. Marnitz, F., Baurat Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Naßbaggeraufgaben und Naßbaggergeräte in heutiger Zeit. HA	337	Pilny, F., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. HA	117
Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. E. Kern, Darmstadt: Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt. HA	179	Pilny, F., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. W. Struck, Berlin: Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong. HA ..	456
Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken. HA ..	9	Plagemann, W., Dipl.-Ing., Dresden: Amerikanische Flugzeughallen mit weitgespannten Faltdächern. KTB	106
		Der Unterwasserstraßentunnel von Havanna. KTB	372
		Tiefgründungen in weichem Ton. KTB	483
		Rathsmann, E., Dipl.-Ing., München: Rundbrecher. HA	144
		Resinger, F., Dr.-Ing., Graz: Der Momentenausgleich nach Cross bei Berücksichtigung der Schubverformung. HA	266
		Richter, W., Dipl.-Ing., und Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Daniel, Bad Godesberg: Modellversuch mit elastisch gelagerten schiefen Platten. HA	406
		Rössert, R., Dipl.-Ing., Erlangen: Die Grenztiefe für den Trapezquerschnitt. HA	59
		Rühl, K., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Messung örtlicher Dehnungen unter statischer Last. KTB	411
		Werkstoff-Fragen des Metallbaues. HA	222
		Sander, H., Dipl.-Ing., Berlin: Eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit beliebig geformter einfach zusammenhängender Querschnitte. HA	30
		Sattler, K., o. Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing., Berlin: Betrachtungen über Trägerroste mit Steifigkeitsunterschieden zwischen Rand- und Innenträgern. HA	1
		Schaden, K., Prof. Dr.-Ing., Wien: Die Betongüte in der Baupraxis. HA	18
		Schäfer, W., Bochum: Entwässerung von Schwimmbeckenumgängen in Freibädern. HA	2
		Scheele, H., Dipl.-Ing., Hamburg: Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein-Seitenkanals in der Haltung Fessenheim. KTB	22
		Schimmelwitz, P., Dipl.-Chem., Darmstadt: Anweisung für Betonanstriche. KTB	20
		Schmaußer, G., Dr.-Ing., und Dr.-Ing. M. Laufer, Zweibrücken: Ölhdraulische Antriebe im Stahlwasserbau. HA	41
		Smoltezyk, U., Dr.-Ing., Berlin: Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen Bodenverfestigung. KTB	41
		Schneider, K., Dipl.-Math., Schorn-dorf: Die Berechnung ebener und räumlicher Pfahlsysteme mit beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlniegung. HA	1
		Schnoor, E., Reg.-Rat a. D., Emden: Anwendung des „Differenzenverfahrens“ bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen. HA ..	2
		Schwarz, H., Dipl.-Ing., Darmstadt: Elektronische Rechenautomaten in der amerikanischen Bautechnik. KTB	3
		Seegers, K. H., Dipl.-Ing., Hamburg: Die Montage der Mackinac Straits Hängebrücke, USA. KTB ..	3
		Struck, W., Dipl.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. F. Pilny, Berlin: Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong. HA	41
		Trostel, R., Privatdoz. Dr.-Ing., Berlin: Beitrag zum Thema Pfahlrostberechnung. HA	1
		Weiss, Wilh., Dr.-Ing., Freeport, N. Y.: Der Bau der „Walt Whitman Bridge“ über den Delaware River in USA. HA	31
		The Greater New Orleans Bridge in USA. KTB	41
		Wickert, G., Doz. Dr.-Ing., Karlsruhe: Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebewerke. HA ..	34
		Ytshar, A., Dipl.-Ing., Kairo: Die Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik. HA	40
		Zerrenthn, H.-H., Dipl.-Ing., Berlin: Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten. HA	27

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Seite	Seite	Seite
Buchbesprechungen		
Jakobsen, A.: Die Berechnung der Zylinderschalen 250	Hawranek, A., Prof. Dr.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. O. Steinhart: Theorie und Berechnung der Stahlbrücken 35	Rechengeräte. Anwendung neuzeitlicher Rechengeräte in der Schwingungstechnik, Vorträge des VDI-Kolloquiums Darmstadt 1957 211
ichtung von Ingenieurbauwerken. Band I der Schriftenreihe der Bundesfachabteilung Abdichtung gegen Feuchtigkeit im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie 73	Hirschfeld, K., Prof. Dr.-Ing.: Bau- statik, Theorie und Beispiele .. 485	Richter, H., Dr.-Ing. habil.: Rohr- hydraulik 413
ger, G., Dr.-Ing. Zehnteilige Ein- flußlinien für durchlaufende Träger. 7. Aufl., Band I 450	Höcker, K. H., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. K. Weimer: Lexikon der Kern- und Reaktortechnik .. 413	Roggmann, W.: Montage-Hilfsbuch 451
Band II 36	Holand, J.: Design of Circular Cylindrical Shells 288	Roske, K.: Dimensionslose Größen in der Hydrodynamik der offenen Gerinne 486
uten in USA. Planung und Vor- bereitung. Hrsg. vom Rationali- sierungs-Kuratorium der Deut- schen Wirtschaft 211	Homburg, H., Dr.-Ing., und W.-R. Marx: Schiefe Stäbe und Platten 486	Sattler, K., Prof. Dr.-Ing.: Theo- rie der Verbundkonstruktionen, Spannbeton, Stahlträger im Verbund mit Beton, 2. Aufl. Bd. I u. II 287
hm, F., Dr.-Ing.: Das Arbeiten mit Gleitschalungen. 3. Aufl. ... 108	Hugi, H., Dr. sc. techn. Dipl.-Ing. ETH: Spannungszustände semi- infiniter Bereiche und konforme Abbildung. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik, Heft 33, Zürich 167	Scheer, L.: Was ist Stahl? Eine Stahlkunde für Jedermann, 11. Aufl. 251
ngard, W., Dr.-Ing.: Zur Theorie und Berechnung von Schalentrags- werken in Form gleichseitiger hyperbolischer Paraboloiden 334	Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Ab- handlungen 18. Band 411	Schwior, G., Prof. Dr., und Prof. Dr. techn. Dr.-Ing. H. Press: Hilfstafeln zur Bearbeitung von wasserbaulichen und wasserwirt- schaftlichen Entwürfen und An- lagen, 7. Aufl. 73
itzl, J., Oberbaurat Dipl.-Ing., und Oberbaurat Dipl.-Ing. H. D. Mar- tin: Baustatik, Aufgabensamm- lung, Teil 1 211	Kauderer, H., Prof. Dr.: Nicht- lineare Mechanik 167	Schlichting, H., Dr. phil., und Dr.- Ing. E. Truckenbrodt: Aerodyna- mik des Flugzeuges. I. Band: Grundlagen aus der Strömungs- mechanik. Aerodynamik des Trag- flügels. Teil I 451
oué, P., Dr.-Ing.: Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen. Berichte des DAST. Heft 21 411	Kleinogel, A., Prof. Dr.-Ing.: Be- wegungsfugen im Beton- und Stahlbetonbau, 6. Aufl. 211	Schroeder, G., Prof. Dr.-Ing. Dr.- Ing. E. h.: Landwirtschaftlicher Wasserbau, 3. Aufl. 288
andenberger, E., Prof. Dr.: Chemie des Ingenieurs. Grundlagen zur Anwendung in der Technik 72	Kollbrunner, Dr. sc. techn. Dipl.- Bau-Ing.: Ingenieur-Handbuch, 2 Bände, 77. Ausgabe 287	Schumann, E., Ing.: Das Buch vom Rost $Fe_2O_3 \cdot xH_2O$. Entstehen — Verhüten — Bekämpfen 251
onstein, I. N., und K. A. Semend- ajew: Taschenbuch der Mathe- matik für Ingenieur und Studen- ten der Technischen Hochschulen 36	Kopp, L., Obering.: Die Wasser- heizung 251	Schultze, E., Prof. Dr.-Ing., Prof. Dr. H. E. Schwierte, Dipl.-Ing. E. Menzenbach und Dipl.-Ing. H. Schütz: Baugrundkursus 1957 412
rgemeister, G., und H. Steup: Stabilitätstheorie I 109	Korte, J. W.: Stadtverkehr gestern, heute und morgen 289	Schweißtechnik im Dienste der chemischen Industrie. Fachbuch- reihe „Schweißtechnik“, Band 15 250
utscher Ausschuß für Stahlbau (1958). Herausgegeben vom Deut- schen Ausschuß für Stahlbau ... 166	Mermel, T. W.: Register of Dams in the United States 109	Sprenger, E., Dipl.-Ing.: Heizungs- und Klimatechnik in den USA .. 335
essel, G., Dr.-Ing.: Arbeitstech- nische Merkblätter für den Bau- betrieb 251	Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Techni- schen Hochschule Aachen, Heft 19: Formeln, Tafeln und Tabellen aus dem Gebiet Grundbau und Bodenmechanik 288	Stahlbau-Tagung Baden-Baden 1954, Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 6 376
l, A., Dr. sc. techn.: Ausbeulen trapezförmiger Platten 35	Mörsch, E., Prof. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. E. h.: Brücken aus Stahl- beton und Spannbeton, 6. Aufl. .. 36	Stahlbau-Tagung Heidelberg 1958. Veröffentlichung des Deutschen Stahlbau-Verbandes, Heft 13 .. 484
ans, R. H., Prof. Dr., und E. W. Bennett: Pre-Stressed Concrete .. 72	Naimi, H., Dr. sc. techn.: Beiträge zur Anwendung der Schalentheo- rie bei Bogenstaumauern 412	Steinhart, O., Prof. Dr.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. K. Möhler: Ver- suche zur Anwendung vorge- spannter Schrauben im Stahlbau, II. Teil. Berichte des D.A.St., Heft 22 484
chengründungen und Funda- mentsetzungen. Erläuterungen und Berechnungsbeispiele DIN 4018 und DIN 4019 451	Neal, B. G.: Die Verfahren der plastischen Berechnung biege- steifer Stahlstabwerke. Ins Deut- sche übertragen von Dipl.-Ing. Th. Jaeger 333	Strahlungsgefährdung. Wissenschaft- liche Fragen des zivilen Bevölke- rungsschutzes mit besonderer Be- rücksichtigung der Strahlungs- gefährdung. Schriftenreihe über zivilen Luftschutz, Heft 11 73
ede, K., Prof.: Knicken von Stahl- betonstäben unter Kurz- und Langzeitbelastung 210	Palotás, L., Dr.: Technische Mecha- nik 288	Stucky, A., Prof.: Chambres d'Equi- libre, 3. Aufl. 251
ymann, Th.: Spannungsunter- suchungen an Schalen nach dem Spannungsoptischen Einfrierver- fahren 288	Parkus, H., Prof. Dr.-Ing.: Instation- näre Wärmespannungen 487	Stüssi, F., Prof. Dr.-Ing.: Entwurf und Berechnung von Stahlbauten, Band I. Grundlagen des Stahl- baues 166
tz, R., Prof. Dr.-Ing.: Allge- meines Iterationsverfahren für verschiebbliche Stabwerke 167	Pelikan, W., Prof. Dr.-Ing., und Dr.- Ing. M. Eßlinger: Die Stahlfahr- bahn, Berechnung und Konstruk- tion 250	Süßkrüb, M., Reg.-Baumeister Dr.- Ing.: Mastgründungen für Frei- leitungen, Fahrleitungen und Bahnspiseleitungen 72
n, W., Dr.: Beton II. Beton- zusätze, Spezial-Beton 485	Press, H., Prof. Dr. techn. h. c. Dr.- Ing. E. h., Dr.-Ing.: Stauanlagen und Wasserkraftwerke. I. Teil: Talsperren, 2. Aufl. 376	
user, W., Dr. sc. techn. Dipl.- arch.: Bauhandbuch 1958 und An- gang zum Bau- und Ingenieur- handbuch 335	Raiß, W., Prof. Dr.-Ing.: H. Riet- schels Lehrbuch der Heiz- und Lüftungstechnik. Unter Mitarbeit von Dr. phil. habil. F. Bradke, 13. Aufl. 109	

	Seite		Seite		Seite
Szabó, I., Prof. Dr.-Ing.: Einführung in die Technische Mechanik	486	untersuchung Schnellstraßensystem Bielefeld	37	Meebold, R., Dr.-Ing.: Die Drahtseile in der Praxis, 3. Aufl.	48
Thiel, Fr., Landesverwaltungsgerichtspräsident Dr. jur.: Baurechtsammlung, Bd. 3, 4 und 6	36	Heft 34: Köhler, W., Dr.: Die Beleuchtung von Schnellverkehrsstraßen	37	Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Heft 13, Heft 15 a, Heft 15 b	22
Urquhart, L. C., Ch. E. O'Rourke und G. Winter: Design of Concrete Structures, 6. Aufl.	108	Heft 35: Adamek, R., Oberreg.-Rat Dr.: Straßenbestand und -aufwand	168	Mitteilungen der Emschergerossenschaft und des Lippeverbandes, Heft 1	4
Viest, I. M., R. C. Fountain and R. C. Singleton: Composite Construction in Steel and Concrete for Bridges and Buildings	450	Forschungsberichte des Bundesministers für Wohnungsbau, Heft 9: Mörtel und Putz	37	Neufert, E., Prof.: Bauentwurfslern, 20. Aufl.	22
Wagner, O., Dr.-Ing.: Das Kriechen unbewehrten Betons. DASTb. Heft 131	412	Forschungsberichte des Wirtschafts- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, Nr. 430. Garbotz, G., Prof. Dr.-Ing. und Dr.-Ing. G. Drees: Untersuchungen über das Kräftefeld an Flachbagger-Schneidwerkzeugen in Mittelsand und schwach bindigem, sandigem Schluff unter besonderer Berücksichtigung der Planierschilde und ebenen Schürfkübel-schneiden	167	Nüssel, H., Dr.: Bitumen	22
Walch, O., Baumaschinen und Baueinrichtungen, 3. Band	72	Grasshoff, H., Dr.-Ing.: Lehrheft des Cross-Verfahrens	37	Poulsen, E., Civ.-Eng.: Preparation of Samples for Microscopic Investigation	4
Wandenberg, E., Dr.-Ing.: Kunststoffe, ihre Verwendung in Industrie und Technik, 2. Aufl.	335	Hochbaukosten und umbauter Raum	252	Prüfsiebung und Darstellung der Siebanalyse, 3. Aufl. Herausg. von d. Siebtechnik G.m.b.H.	10
Wärme- und Feuchtigkeitsschutz in Wohnbauten	486	Internationale Allgemeine Vertragsbedingungen für Ingenieur-Bauarbeiten	73	Schreyer: Praktische Baustatik, Teil I, 11. Aufl.	41
Wechmann, A., Prof.: Hydraulik, 2. Aufl.	289	Jepesen, Arne, M. Sc., Div. Eng.: Durability and Maintenance of Concrete Structures on Danish Railways	168	Schwabe, A., Baurat a. D.: Bauen mit Kunststoffen	38
Wenten, H., Dipl.-Ing.: Kanalisations-Handbuch	36	Kalksandstein, 3. Aufl. Schriftenreihe des Hauptverbandes der Kalksandsteinindustrie e. V.	73	Seidensticker, W.: Umbau der Städte	38
Yitzhaki, D.: The design of prismatic and cylindrical shell roofs	334	Kalksandsteinbau. Schriftenreihe des Hauptverbandes der Kalksandsteinindustrie e. V.	73	Schweißung. Die Herstellung von Gewinderöhren durch elektrische Widerstandsschweißung. Hrg. von der Technischen Vereinigung für Schraubverbindungen u. Gewinderöhre e. V.	4
Ziegs, K., Dr.-Ing.: Bitumen- und Asphalt-Taschenbuch, 2. Aufl. bearbeitet durch Prof. Dr. phil. habil. Carl Zerbe	211	Kersten-Tramitz: Der Stahlhochbau	487	Sondergaard, B.: Petrographic Investigation of Quaternary Danish Gravel Deposits	4
Zurmühl, R., Dr.-Ing.: Matrizen. Eine Darstellung für Ingenieure, 2. Aufl.	287	Killer, J.: Die Werke des Baumeisters Grubenmann	487	Spannbetonkongreß. Schlußbericht vom 3. Internationale Spannbetonkongreß	4
Neuerscheinungen		Kollbrunner, C. F., Dr. sc. techn., u. S. Milosavljevic: Betrachtungen zur Frage von Stahlbauvorschriften	336	Spöhr, W., Dr.: Betriebsprüfung und Steuerberatung bei Betrieben des Hochhaus und des Tiefbaus, 3. Aufl.	38
Ayrenschmalz, L.: Wörterbuch zur Festigkeitslehre	168	Kollbrunner, C. F., Dr. sc. techn.: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, III. Teil	336	Stahlbau-Profil. Herausg. Verein Deutscher Eisenhüttenleute, 9. Aufl.	38
Bauschaffenden — Merkbuch für den — 1959	74	Kollbrunner, C. F., Dr. sc. techn. Dipl.-Bau-Ing. und Dipl.-Bau-Ing. M. Meister: Formeln für das Ausbeulen von Blechen im elastischen und plastischen Bereich	168	Straßenbau. Merkbuch für den — 1959	38
Beton-Kalender 1959	413	Kollbrunner, C. F., Dr. sc. techn., S. Milosavljevic und H. Hajdin: Knickdiagramme für Stäbe mit sprunghaft veränderlichem Trägheitsmoment	336	Trudso, E.: Experiments on Concrete Bars	2
Bucksch, H.: Wörterbuch für Ingenieurbau und Baumaschinen. Band I Deutsch-Englisch, Band II Englisch-Deutsch	335	Marmor im neuzeitlichen Bauschaffen, 3. Teil, Herausg. vom Deutschen Marmorverband	74	Tuma, Jan J., Prof. of Civ. Engng., Samuel E. French u. Therman I. Lassley: Analysis of Continuous Beam Bridges (Tafeln zur Berechnung durchlaufender Träger mit Vouten)	4
Christensen, K. E. Haulund, Civ.-Eng.: Evaluation of Alkali Reactions in Concrete by the Chemical Test	37	Martinola, M., Dipl.-Civ. Ing., Dr. techn.: La détermination purement optique des constantes E, v, G des matières isotropes transparentes. Contribution à l'étude des plaques minces fléchies d'épaisseur brusquement variable	452	Unfallverhütung, Moderne — 1959	4
Druckluftbetrieb — Taschenbuch für	487	Matyas, I.: Montage-ABC gesundheitlicher Anlagen in Betrieben	74	Verdingungsordnung für Bauleistungen. VOB Ausgabe 1958	2
Eckardt, H. P., Reg.-Baumeister: Handbuch des Bauwesens 1959	168			Weilbier, R.: Aufmaß und Abrechnung aller Bauarbeiten nach der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) Bd. 1 und 2	4
Eicke, S., Dipl.-Ing.: Geschiebewegung bei Flußverzweigungen	73			Bauvergabe und Bauverträge für sämtliche Bauarbeiten. Hauptband (1958), Ergänzungsband (1959)	2
Engelund, A., Prof.: Festschrift Dänemark	452			Wendehorst, R., Dipl.-Ing.: Bautechnische Zahlentafeln, 12. Aufl.	4
Flieger, H.: Stählerne Säulen	487			Werkmeister, P.: Vermessungskunde, 8. Aufl.	4
Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 26: Blaschke, W., Dr.-Ing.: Die Ausfahrt an Anschlußstellen, ein aktuelles Problem der Autobahntrassierung	37			Ziegel-Bautaschenbuch 1959	4
Heft 33: Feuchtinger, M.-E., Prof. Dr.-Ing. habil.: Verkehrs-					

Persönliches

	Seite
Bansen, Werner , Direktor Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h.	415
Bauersfeld, W. , Prof. Dr.-Ing. † ..	487
Bolle, Erster Baudirektor Dr., 40 Jahre im Staatsdienst	377
Breuer, Hubert , Reg.-Baudirektor a. D., Verleihung des Bundesverdienstkreuzes I. Kl.	488
Bunnies, Erich , Baudirektor †	75
ürkmann, Karl , Professor Dr. techn. h. c. Dr. techn. †	414
asenjäger, S. Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. 60 Jahre	109
avemann, Konrad , Baudirektor Dr. Ing., 60 Jahre	414
errmann, Hans , Dr.-Ing. 65 Jahre	168

	Seite
Hetzel, Karl , Prof. Reg. Baur. a. D., 70 Jahre	413
Kalbfleisch, Fritz , Direktor †	253
Klingenberg, Ministerialrat Dr.-Ing. 60 Jahre	212
Kordina, Karl , Dr.-Ing. Professor	487
Kraft, Milke und Reiff , Direktoren. Ehrenbürger der Technischen Hochschule Aachen	289
Kucharski, Walther , Professor † ..	37
Miesel, Kurt , Dr.-Ing. 60 Jahre ..	252
Mühlradt, Dr.-Ing. E. h. 40 Jahre Staatsdienst	252
Rentsch, Ludwig , Oberingenieur, 70 Jahre	413
Rothmund, L. , Prof., 80 Jahre	289
Rüsch, Hubert , Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E. h.	488

	Seite
Sattler, Prof. , Dr. techn. h. c.	253
Schaechterle, K. , Prof. Dr.-Ing. 80 Jahre	37
Schinkel, Hafenbaudirektor a. D. Dr.-Ing. †	377
Schulz, Eugen , Dr.-Ing. E. h., 75 Jahre	452
Sieveking, Erster Baudirektor i. R. †	377
Spennrath, Friedrich , Regierungsbaurat Dr. †	110
Steinhardt, Otto , Prof. Dr.-Ing. 50 Jahre	110
Troche, Alfred , Prof. Dr.-Ing. habil. 65 Jahre	452
Werner-Ehrenfeucht, Günther , Dr.-Ing., 70 Jahre alt, Großes Verdienstkreuz	37, 110
Wolf, Walter , Dr.-Ing. 60 Jahre ...	74

Sachverzeichnis

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte; V = Verschiedenes

	Seite
Abdichtung, Allgemeines: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von <i>F. Pilny</i> . HA	117
Vasserbau: Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. Von <i>Dipl.-Ing. H. Hacker</i> . HA	453
Abfälle, Atomkraftwerke: Permanente Unterbringung hochgradig radioaktiver Abfallflüssigkeiten in Salzlagertstätten und tiefegelegenen durchlässigen Sedimenten. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	410
Probleme der Wärmeentwicklung bei der Behälterspeicherung hochgradig radioaktiver Flüssigkeiten. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	408
onstrich, Allgemeines: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von <i>F. Pilny</i> . HA ..	117
eton: Anweisung für Betonanstriche. Von <i>P. Schimmelwitz</i> . KTB	203
tahl: Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Hebbeling</i> . HA	23
rchive: Archiv ungedruckter wissenschaftlicher Schriften bei der Deutschen Bibliothek. V	212
tomkraftwerke s. Kraftwerke	
agger s. Baumaschinen	
augruben: Tiefgründungen in weichem Ton. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	483
baumaschinen, Allgemeines: Die Baustelle für den neuzeitlichen Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA	150
Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA	312
Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1959. Von <i>B. Hille</i> . KTB ..	329

	Seite
Bagger: Naßbaggeraufgaben und Naßbaggergeräte in heutiger Zeit. Von <i>F. v. Marnitz</i> . HA	337
Ringträgerberechnung für den Unterbau von Großbaggern und -absetzern. Von <i>F. Meschan</i> . HA	138
Riesen-Erdtransporter lädt 165 t. Von <i>H. Menkhoff</i> . KTB	165
Rundbrecher: Von <i>E. Rathsmann</i> . HA	144
Baustelleneinrichtung: Die Wasserkraftanlage Kariba in Rhodesien. Von <i>D. Kister</i> . KTB	66
Bauvorgänge. Beton: Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spannbetonrahmen). Von <i>H. Heusel</i> . HA	169
Einschalung der Stahlbetonkuppel des neuen Reaktorlaboratoriums bei Princeton, N. J. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	24
Gründung: Bau einer Kaimauer aus Schwimmkästen. Von <i>F. Orth</i> . KTB	371
Erweiterung des Erzhafens von Mannesmann durch eine vorgespannt verankerte Kaimauer in Stahlbeton mit Caisson-Gründung. Von <i>H. Lehmann</i> . HA	363
Stollenvortrieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. Von <i>F. Andai, J. Jánosy</i> . HA	276
Stahl: Der Bau der „Walt Whitman Bridge“ über den Delaware River in USA. Von <i>W. Weiss</i> . HA	381
Die Montage der Mackinac-Straits Hängebrücke, USA. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB	30
Die Containerschale des Dresden-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	60

	Seite
The Greater New Orleans Bridge in USA. Von <i>W. Weiss</i> . KTB ..	477
Stollenbauten: Der Unterwasserstraßentunnel von Havanna. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	372
Stahl: Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radioaktive Abfälle. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	279
Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebewerke. Von <i>G. Winkert</i> . HA	342
Stahlbeton: Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radioaktive Abfälle. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	279
Belastungen: „The Executive House“, das höchste Eisenbeton-Gebäude der USA. Von <i>G. Koepfel</i> . KTB	209
Über die Lastverteilungsbreite von Einzel- und Streckenlasten auf zweiseitig gelagerten Platten. Von <i>H. Beck</i> . HA	94
Windsog auf Pultdächer. Von <i>C.-J. Hoppe</i> . KTB	71
Berechnung s. Statik	
Berichte s. Tagungen	
Berichtigung s. Zuschrift	
Bestrahlungsanlage: Entwurf einer Megacurie - Nahrungsmittel - Bestrahlungsanlage. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	246
Beton, Allgemeines: Deutscher Betontag 1959. Von <i>H. Beck</i> . V	378
Aufbereitung: Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA	312
Strahlenschutz: Gasdichter Einschluß des Siedewasserreaktor-Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	25

	Seite		Seite		Seite
Technologie: Betontechnologische Tagung Leipzig November 1958. Bericht von K. Müller. V 75		Dämme: Die größte Wasseraufbereitungsanlage der Welt. Von P. Orth. KTB 326		Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahlbeton-Einzelteilen. Von A. Ohlemutz. KTB 443	
Die Betongüte in der Baupraxis. Von K. Schuden. HA 186		Freie Oberfläche und Hangquelle, zwei wesentliche Randbedingungen der Dammdurchsickerung. Von M. Breitenöder. HA 357		Stahlbetontragwerke in vielstöckigen Gebäuden. Von F. l'Allemand. KTB 323	
Thermische Aspekte bei der Bemessung von Beton-Strahlenschutzanlagen. Von Th. Jaeger. KTB 105		Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. Von K. Keil. HA 77, 268		Kunststoffe: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von F. Pilny. HA 117	
Betonbauten: Eine Schleuse mit 30,5 m Hubhöhe an der Wilson-Staumauer. Von F. Orth. KTB 480		Dauerfestigkeit s. Festigkeit		Felsarbeiten: Naßbaggeraufgaben und Naßbaggergeräte in heutiger Zeit. Von F. v. Marnitz. HA 337	
Betonmischer s. Baumaschinen		Deutsche Forschungsgemeinschaft s. Forschungsgemeinschaft		Festigkeit: Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung beanspruchten Betonquerschnitten. Von G. Franz. KTB 205	
Bewässerung und Entwässerung: Entwässerung von Schwimmbeckenumgängen in Freibädern. Von W. Schäfer. HA 49		Dichtung s. Abdichtung		Stahl: Werkstoff-Fragen des Metallbaues. Von K. Rühl. HA 222	
Bewegliche Brücken, Klappbrücken: Die Klappbrücke Kråkerøy. Von J. Gut. HA 91		Eimerkettenbagger: s. Baumaschinen		Flugzughallen s. Hallen	
Bodenmechanik, Allgemeines: Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korndurchmesser. Von K. Klugar. HA 255		Eisenbahnbrücken s. Brücken		Forschungsgemeinschaft: Deutsche Forschungsgemeinschaft, Bericht über Sachbeihilfen für das Bauingenieurwesen im Jahr 1957/58. V 110	
Theorie: Definition und Größe des Sicherheitsgrades im Erd- und Grundbau. Von J. Brinch Hansen. HA 87		Elastizitätstheorie: Beitrag zum Thema: Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld. Von R. Cvetkov. HA 476		Gerüste, Holz: Amerikanische Flugzeughallen mit weitgespannten Faltdächern. Von W. Plagemann. KTB 106	
Die kritische Rutsicherheit. Von L. Fellner. HA 353		Einige Bemerkungen zur Berechnung der schiefen orthotropen Platten. Von T. Javor. HA 474		Gezeiten: Anwendung des „Differenzenverfahrens“ bei der Tideellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussen Flüssen. Von E. Schnoor. HA 231	
Die Schiefstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten. Von K. Fischer. HA 258		Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre. Von G. Czerwenka. HA 437		Die mechanische Energie der Gezeiten. Von E. Jacoby. KTB 36	
Zur linearen Zunahme der Steifenzahl E des Baugrundes mit der Tiefe. Von K. Fischer. HA 473		Untersuchung der schiefen Platte mit Benutzung des Rechenautomaten. Von M. Narucka. HA 401		Gewölbe, Theorie: Beitrag zur Gewölbereihen-Berechnung. Von M. Hiba. HA 8	
Bodenverfestigung: Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen Bodenverfestigung. Von U. Smolczyk. KTB 449		Elektronische Rechenanlage s. Rechenggeräte		Glas: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von F. Pilny. HA 11	
Bohrgerüste s. Gerüste		Entwässerung s. Bewässerung		Gründungen, Allgemeines: Der Spannbeton-Exhaustschornstein des G1-Reaktors in Marcoule. Von Th. Jaeger. KTB 48	
Bohrpfähle s. Pfähle		Erdbau: Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein-Seitenkanals in der Haltung Fessenheim. Von H. Scheele. KTB 281		Erdbebenschäden in Mexiko City. Von G. Grüning. KTB 32	
Brecher s. Baumaschinen		Der Unterwasserstraßentunnel von Havanna. Von W. Plagemann. KTB 372		Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. Von K. Keil. HA 77, 268	
Brücken, Stahl: Die Klappbrücke Kråkerøy. Von J. Gut. HA 91		Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. Von K. Keil. HA 77, 268		Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen Bodenverfestigung. Von U. Smolczyk. KTB 449	
The Greater New Orleans Bridge in USA. Von W. Weiss. KTB 477		Naßbaggeraufgaben und Naßbaggergeräte in heutiger Zeit. Von F. v. Marnitz. HA 337		Caissons: Bau einer Kaimauer aus Schwimmkästen. Von F. Orth. KTB 371	
Spannbeton: Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spannbetonrahmen). Von H. Heusel. HA 169		Riesen-Erdtransporter lädt 165 t. Von H. Menkhoff. KTB 165		Erweiterung des Erzhafens von Mannesmann durch eine vorgespannt verankerte Kaimauer in Stahlbeton mit Caisson-Gründung. Von H. Lehmann. HA 363	
Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahlbeton-Einzelteilen. Von A. Ohlemutz. KTB 443		Erdbeben: Erdbebenschäden in Mexiko City. Von G. Grüning. KTB 32		Pfähle: Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke. Von G. Merkle. KTB 286	
Brunnen, Ausführung: Stollenvortrieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. Von P. Andai u. J. Jánossy. HA 276		2. Weltkonferenz über Erdbeben-Ingenieurprobleme 1960. V 110		Tiefgründungen in weichem Ton. Von W. Plagemann. KTB 483	
Theorie: Die Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik. Von A. Ytshar. HA 469		Erddämme s. Dämme		Theorie: Beitrag zum Thema Pfahlrostberechnung. Von R. Trostel. HA 110	
Dalben: Berechnung von Rahmen mit im Untergrund eingespannten Stielen. Von G. Jenne. HA 349		Ermüdung s. Festigkeit			
		Erosion: Zur Frage der Erosion bei Wasserturbinen. Von H. Bürrnheim. KTB 284			
		Erschütterungen: Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten. Von J. Geiger. HA 19			
		Festigteile, Beton: Der Sportpalast in Rom. Von G. Knittel. KTB 164			

	Seite
Die Berechnung ebener und räumlicher Pfahlssysteme mit beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlneigung. Von K. Schneider. HA	462
Zur linearen Zunahme der Steifzahl E des Baugrundes mit der Tiefe. Von K. Fischer. HA	473
Grundwasser: Die Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Boden-Hydraulik. Von A. Ytshar. HA	469
Freie Oberfläche und Hangquelle, zwei wesentliche Randbedingungen der Dammdurchsickerung. Von M. Breitenöder. HA	357
Täfen: Bau einer Kaimauer aus Schwimmkästen. Von F. Orth. KTB	371
Erweiterung des Erzhafens von Mannesmann durch eine vorgespannt verankerte Kaimauer in Stahlbeton mit Caisson-Gründung. Von H. Lehmann. HA	363
Louisianas neuer Seehafen am Mississippi 360 km landeinwärts. Von F. Orth. KTB	33
Naßbaggeraufgaben und Naßbaggergeräte in heutiger Zeit. Von F. v. Marnitz. HA	337
Aluminium: Der Kreisring-Kragträger im USA-Ausstellungsdom in Moskau. Von K. H. Bandel. HA	472
et on: Amerikanische Flugzeughallen mit weitgespannten Faltdächern. Von W. Plagemann. KTB	106
längelbrücken, Ausführung: Der Bau der „Walt Withman Bridge“ über den Delaware River in USA. Von W. Weiss. HA	381
Die Montage der Mackinac Straits Hängebrücke, USA. Von K. H. Seegers. KTB	30
längedächer, Ausführung: Amerikanische Flugzeughallen mit weitgespannten Faltdächern. Von W. Plagemann. KTB	106
Das Stadion von Montevideo. Von F. l'Allemand. KTB	69
heorie: Das orthogonale Seilnetz hyperbolisch-parabolischer Form unter vertikalen Lastzuständen und Temperaturänderung. Von H. K. Bandel. HA	394
eizungs- und Lüftungsvorschriften s. Vorschriften	
ochbauten, Beton: Die neue Kirche Saint-Louis in Lorient. Von G. Merkle. KTB	325
pannbeton: Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt. Von A. Mehmel u. E. Kern. HA	179
Stahlbetontragwerke in vielstöckigen Gebäuden. Von F. l'Allemand. KTB	323
tahl: Neuartiger Stahlhochbau in Frankreich. Von C. J. Hoppe. KTB	248
ochhäuser s. Skelettbauten	
opperbagger s. Baumaschinen	

Hydraulik s. Hydromechanik	
Hydromechanik: Anwendung des „Differenzenverfahrens“ bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen. Von E. Schnoor. HA	231
Die Grenztiefe für den Trapezquerschnitt. Von R. Rössert. HA	59
Die Grundlagen der Hydro-Potential-Auffassung in der Bodenhydraulik. Von A. Ytshar. HA	469
3. Internationaler Kurs über Hydraulik-Ingenieurprobleme. V ..	110
Fortschritte in der Hydraulik des Sohlenrechens. Von J. Frank. HA	12
Freie Oberfläche und Hangquelle, zwei wesentliche Randbedingungen der Dammdurchsickerung. Von M. Breitenöder. HA	357
Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebwerke. Von G. Wickert. HA	342
ieclierung s. Abdichtung	
Kabel s. Seile	
Kaianlagen s. Hafen	
Karäle, Schiffahrtskanäle: Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein-Seitenkanals in der Haltung Fessenheim. Von H. Scheele. KTB	281
Klappbrücken s. bewegl. Brücken	
Kleber: Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von F. Pilny. HA	117
Kernkraftwerke s. Kraftwerke	
Knicken s. Stabilität	
Kraftwerke, Atomkraftwerke: Bau des Ringträgers und der Strahlungsschutzbrücke des CERN-Protosynchrotrons. Von Th. Jaeger. KTB	163
Bemessung von Containerschalen mit elastischer Zwischeneinspannung. Von Th. Jaeger. KTB ...	65
Die Bemessung der Strahlenabschirmungsanlage für den Siedewasserreaktor des Argonne National Laboratory. Von Th. Jaeger. KTB	101
Die Containerschale des Dresden-Kernkraftwerkes. Von Th. Jaeger. KTB	60
Einschalung der Stahlbetonkuppel des neuen Reaktorlaboratoriums bei Princeton, N. J. Von Th. Jaeger. KTB	24
Entwurf eines ferngesteuerten metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes. Von Th. Jaeger. KTB	278
Gasdichter Einschluß des Siedewasserreaktor - Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Von Th. Jaeger. KTB	25
Gesichtspunkte für den Entwurf radiochemischer Trennanlagen. Von Th. Jaeger. KTB	246
Heiße Zelle aus Schwerbetonblöcken. Von Th. Jaeger. KTB	201

Heiße Zelle aus Schwerbeton in permanenter Stahlschalung. Von Th. Jaeger. KTB	200
Kernkraftwerk „Hinkley Point“. Von Th. Jaeger. KTB	159
Gezeitenkraftwerke: Die mechanische Energie der Gezeiten. Von E. Jacoby. KTB	368
Wasserkraftwerke: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke von einer Studienreise). Von O. Kirschmer. HA	387
Die Wasserkraftanlage Kariba in Rhodesien. Von D. Kister. KTB	66
Internationale Tagung für den Schutz der Objekte von Wasserkraftanlagen und deren Ausrüstung, Beograd 1959. V	168
Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen. Von R. Kuhn. HA	192
Korrosion: Die Korrosion des Stahles im bewehrten Beton. Von F. l'Allemand. KTB	444
Krane: Neuerungen bei den Baumaschinen. Von B. Hille. HA ..	312
Kricchen: Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken. Von A. Mehmel. HA	9
Kühlung: Kernkraftwerke: Probleme der Wärmeentwicklung bei der Behälterspeicherung hochgradig radioaktiver Flüssigkeiten. Von Th. Jaeger. KTB	408
Kunststoffe: Erdverlegte Trinkwasserleitungen mit Kunststoffrohren. Von R. Linder. HA	291
Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von F. Pilny. HA	117
Kurse s. Tagungen	
Lader s. Baumaschinen	
Lager, Gummi: Eine englische Eisenbahnbrücke aus vorgefertigten Stahlbeton-Einzelteilen. Von A. Ohlemutz. KTB	443
Modellversuche mit elastisch gelagerten schiefen Platten. Von H. Daniel u. W. Richter. HA ..	406
Leichtmetall: Werkstoff-Fragen des Metallbaues. Von K. Rühl. HA	222
Meßgeräte: Messung örtlicher Dehnungen unter statischer Last. Von R. Rühl. KTB	411
Messungen, Allgemeines: Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong. Von F. Pilny u. W. Struck. HA	456
Wasser: Die mechanische Energie der Gezeiten. Von E. Jacoby. KTB	368
Meßverfahren, Allgemeines: Messung örtlicher Dehnungen unter statischer Last. Von K. Rühl. KTB	411
Modellversuche s. Versuche	
Montage s. Bauvorgänge	

Seite

Normen s. Vorschriften	
Naßbagger s. Baumaschinen	
Pfähle, Bohrpfähle: Tiefgründungen in weichem Ton. Von <i>P. Plagemann</i> . KTB 483	
Stahl: Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke. Von <i>G. Merkle</i> . KTB 286	
Louisianas neuer Seehafen am Mississippi 360 km landeinwärts. Von <i>F. Orth</i> . KTB 33	
Pfahlgründungen s. Gründungen	
Pfeiler u. Widerlager: Gründungsprobleme beim Bau einer Straßenbrücke. Von <i>G. Merkle</i> . KTB .. 286	
The Greater New Orleans Bridge in USA. Von <i>W. Weiss</i> . KTB .. 477	
Planiergeräte s. Baumaschinen	
Plastizitätstheorie: Berechnung der Platten in Polygonalform. Von <i>Z. Modor</i> . HA 427	
Beton: Plastische Knickung der Kreiszyinderschale. Von <i>H. Neuber</i> u. <i>G. Landgraf</i> . HA 44	
Platten: Stahlbeton: Bogenwirkung bei Stahlbetonplatten. Von <i>W. Lebender</i> . KTB 210	
Theorie: Berechnung der Platten in Polygonalform. Von <i>Z. Modor</i> . HA 427	
Einige Bemerkungen zur Berechnung der schiefen orthotropen Platten. Von <i>T. Javor</i> . HA 474	
Modellversuche mit elastisch gelagerten schiefen Platten. Von <i>H. Daniel</i> u. <i>W. Richter</i> . HA .. 406	
Torsion oder Drillung. Über den Einfluß der Drillmomente in Platten mit zweiachsiger Biegung. Von <i>J. Hahn</i> . HA 296	
Berichtigung zu dieser Arbeit V 488	
Über die Lastverteilungsbreite von Einzel- und Streckenlasten auf zweiseitig gelagerten Platten. Von <i>H. Beck</i> . HA 94	
Untersuchung der schiefen Platte mit Benutzung des Rechenautomaten. Von <i>M. Naruoka</i> . HA .. 401	
Prüfverfahren: Schnellprüfung von Beton. Von <i>G. Merkle</i> . KTB .. 207	
Pumpspeicherwerke: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke einer Studienreise). Von <i>O. Kirschmer</i> . HA 387	
Putz: Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong. Von <i>F. Pilny</i> und <i>W. Struck</i> . HA 456	
Rahmenknickung s. Stabilität	
Rammen s. Baumaschinen	
Reaktor s. Kraftwerke	
Rechen: Fortschritte in der Hydraulik des Sohlenrechens. Von <i>J. Frank</i> . HA 12	
Rechengeräte: Elektronische Rechenautomaten in der amerikanischen Bautechnik. Von <i>H. Schwarz</i> . KTB 327	
Untersuchung der schiefen Platte mit Benutzung des Rechenautomaten. Von <i>M. Naruoka</i> . HA .. 401	

Seite

Rohre: Erdverlegte Trinkwasserleitungen mit Kunststoffrohren. Von <i>R. Linder</i> . HA 291	
Stand der Kunststoffanwendung in der Bautechnik. Von <i>F. Pilny</i> . HA 117	
Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre. Von <i>G. Czerwenka</i> . HA 437	
Rohrleitungen s. Druckrohrleitungen	
Rostschutz: Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Heberling</i> . HA 23	
Rundbrecher s. Baumaschinen	
Rutschungen, Theorie: Die kritische Rutsicherheit. Von <i>L. Fellner</i> . HA 353	
Rüttler s. Baumaschinen	
Schadensfälle, Kernkraftwerke: Die Containerschale des Dresden-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 60	
Spannbeton: Wachsende Sorgen mit Bauten aus Spannbeton in USA. Von <i>G. Franz</i> . KTB .. 70	
Schalen, Stahl: Bemessung von Containerschalen mit elastischer Zwischeneinspannung. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 65	
Die Containerschale des Dresden-Kernkraftwerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 60	
Gasdichter Einschluß des Siedewasserreaktor - Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 25	
Stahlbeton: Der Sportpalast in Rom. Von <i>G. Knittel</i> . KTB .. 164	
Die neue Kirche Saint-Louis in Lorient. Von <i>G. Merkle</i> . KTB .. 325	
Theorie: Plastische Knickung der Kreiszyinderschale. Von <i>H. Neuber</i> u. <i>G. Landgraf</i> . HA 44	
Schalungen: Stahlbetontragwerke in vielstöckigen Gebäuden. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 323	
Schiffahrtsanlagen: Ein Schleuse mit 30,5 m Hubhöhe an der Wilson-Staumauer. Von <i>F. Orth</i> . KTB .. 480	
Louisianas neuer Seehafen am Mississippi 360 km landeinwärts. Von <i>F. Orth</i> . KTB 33	
Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebwerke. Von <i>G. Wickert</i> . HA 342	
Schiffahrtswege: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke einer Studienreise). Von <i>O. Kirschmer</i> . HA 387	
Schiffshebwerke s. Schiffahrtsanlagen	
Schleusen: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke einer Studienreise). Von <i>O. Kirschmer</i> . HA 387	
Eine Schleuse mit 30,5 m Hubhöhe an der Wilson-Staumauer. Von <i>F. Orth</i> . KTB 480	
Ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau. Von <i>M. Laufer</i> und <i>G. Schmaußer</i> . HA 417	

Seite

Schneidkopfsauger s. Baumaschinen	
Schornsteine: Der Spannbeton-Exhaustschornstein des G1-Reaktors in Marcoule. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 482	
Schweißen, Allgemeines: Güteauswahl der Stähle für geschweißte Konstruktionen mit Hilfe eines einfachen Klassifizierungsschemas. Von <i>G. Bierett</i> . HA .. 213	
Werkstoff-Fragen des Metallbaues. Von <i>K. Rühl</i> . HA 222	
Schwimbagger s. Baumaschinen	
Schwingungen: Über die Beurteilung der Gefährlichkeit von Erschütterungen bei Bauten. Von <i>J. Geiger</i> . HA 19	
Seile: Das Stadion von Montevideo. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 69	
Der Bau der „Walt Whitman Bridge“ über den Delaware River in USA. Von <i>W. Weiss</i> . HA 381	
Die Montage der Mackinac-Straits-Hängebrücke, USA. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 30	
Sicherheitsgrad: Definition und Größe des Sicherheitsgrades im Erd- und Grundbau. Von <i>J. Brinch-Hansen</i> . HA 87	
Sickerwasser: Freie Oberfläche und Hangquelle, zwei wesentliche Randbedingungen der Damm-durchsickerung. Von <i>M. Breitenöder</i> . HA 35	
Skelettbauten, Allgemeines: Erdbebenschäden in Mexiko City. Von <i>G. Grüning</i> . KTB 32	
Stahl: Neuartiger Stahlhochbau in Frankreich. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB 24	
Wirtschaftlich interessantes Beispiel der chemischen Bodenverfestigungen. Von <i>U. Smolczyk</i> . KTB 44	
Stahlbeton: „The Executive House“, das höchste Eisenbeton-Gebäude der USA. Von <i>G. Koepfel</i> . KTB 209	
Spannbeton, Allgemeines: Wachsende Sorgen mit Bauten aus Spannbeton in USA. Von <i>G. Franz</i> . KTB 70	
Theorie: Ermüdungsfestigkeit von vorgespannten, auf Biegung beanspruchten Betonquerschnitten. Von <i>G. Franz</i> . KTB 205	
Spannbetonbrücken, s. Brücken	
Spannbetonhochbauten s. Hochbauten	
Spannbetonkonstruktionen: Bau des Ringträgers und der Strahlungsschutzbrücke des CERN-Proton-Synchrotrons. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 163	
Der Spannbeton-Exhaustschornstein des G1-Reaktors in Marcoule. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB .. 482	
Der Sportpalast in Rom. Von <i>G. Knittel</i> . KTB 164	
Die Tragkonstruktion des Neubaus der Hessischen Landesbank in Darmstadt. Von <i>A. Mehmel</i> u. <i>E. Kern</i> . HA 179	
Der Unterwasserstraßentunnel von Havanna. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 372	

	Seite
Erweiterung des Erzhafens von Mannesmann durch eine vorgespannt verankerte Kaimauer in Stahlbeton mit Caisson-Gründung. Von <i>H. Lehmann</i> . HA ..	363
Spannungsoptik: Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen. Von <i>R. Kuhn</i> . HA ..	192
Sicherungs-, Atomenergie: Permanente Unterbringung hochgradig radioaktiver Abfallflüssigkeiten in Salzlagern und tiefgelegenen durchlässigen Sedimenten. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	410
Probleme der Wärmeentwicklung bei der Behälterspeicherung hochgradig radioaktiver Flüssigkeiten. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	408
Berechnungen: Geotechnische Probleme für die Gründung und Ausführung von Verkehrsdämmen auf unregelmäßigen tiefgründigen Faulschlammablagerungen unter Wasser. Von <i>K. Keil</i> . HA ..	268
Brinkler-System: Gasdichter Einschluss des Siedewasserreaktor-Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory Lemont, Illinois, USA. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	25
Stabilität: Beulen: Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre. Von <i>G. Czerwenka</i> . HA ..	437
Knicken: Beitrag zur Knicklängenberechnung lotrechter Rahmenstiele im Falle geknickter und bogenförmiger Riegel. Von <i>J. Appeltauer</i> u. <i>Th. Barta</i> . HA ..	320
Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Von <i>E. Chwalla</i> . HA ..	128, 240, 299
Plastische Knickung der Kreiszyklinderschale. Von <i>H. Neuber</i> u. <i>G. Landgraf</i> . HA ..	44
Stähle, Baustähle: Güteauswahl der Stähle für geschweißte Konstruktionen mit Hilfe eines einfachen Klassifizierungsschemas. Von <i>G. Bierett</i> . HA ..	213
Werkstoff-Fragen des Metallbaues. Von <i>K. Rühl</i> . HA ..	222
Stahlbeton, Theorie: Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken. Von <i>A. Mehmel</i> . HA ..	9
Hauptspannungen und Schubspannungen im Stahlbeton. Von <i>J. Hahn</i> . HA ..	82
Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten. Von <i>H.-H. Zerenthin</i> . HA ..	273
Stahlbrücken s. Brücken	
Stahlschalen s. Schalen	
Stahlwasserbauten: Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. Von <i>J. Hacker</i> . HA ..	453
Die Gegendruckstauklappe. Von <i>B. Hampe</i> . HA ..	41

	Seite
Ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau. Von <i>M. Laufer</i> und <i>G. Schmaußer</i> . HA ..	417
Statik: Analytische Spannungsermittlung bei Tunnelquerschnitten. Von <i>G. Eras</i> . HA ..	49
Beitrag zum Thema Pfahlrostberechnung. Von <i>R. Trostel</i> . HA ..	110
Beitrag zur Gewölbereihenberechnung. Von <i>M. Hiba</i> . HA ..	89
Beitrag zur Knicklängenberechnung lotrechter Rahmenstiele im Falle geknickter und bogenförmiger Riegel. Von <i>J. Appeltauer</i> u. <i>Th. Barta</i> . HA ..	320
Berechnung von Rahmen mit im Untergrund eingespannten Stielen. Von <i>G. Jenne</i> . HA ..	349
Betrachtungen über Trägerroste mit Steifigkeitsunterschieden zwischen Rand- und Innenträgern. Von <i>K. Sattler</i> . HA ..	1, 53
Das orthogonale Seilnetz hyperbolisch-parabolischer Form unter vertikalen Lastzuständen und Temperaturänderung. Von <i>H. K. Bandel</i> . HA ..	394
Die Berechnung ebener und räumlicher Pfahlssysteme mit beliebiger Höhenlage der Pfahlköpfe und beliebiger Pfahlneigung. Von <i>K. Schneider</i> . HA ..	462
Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Von <i>E. Chwalla</i> . HA ..	128, 240, 299
Die Schiefstellung einer elliptischen Platte auf homogener Unterlage durch eine ausmittige Last mit Anwendung auf Rechteckplatten. Von <i>K. Fischer</i> . HA ..	258
Der Momentenausgleich nach Cross bei Berücksichtigung der Schubverformung. Von <i>F. Resinger</i> . HA ..	266
Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken. Von <i>A. Mehmel</i> . HA ..	9
Eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit beliebig geformter einfach zusammenhängender Querschnitte. Von <i>H. Sander</i> . HA ..	309
Hauptspannungen und Schubspannungen im Stahlbeton. Von <i>J. Hahn</i> . HA ..	82
Ringträgerberechnung für den Unterbau von Großbaggern und -absetzern. Von <i>F. Meschan</i> . HA ..	138
Statische Untersuchungen über die Saugschlauchdecken in Wasserkraftanlagen. Von <i>R. Kuhn</i> . HA ..	192
Über die Lastverteilungsbreite von Einzel- und Streckenlasten auf zweiseitig gelagerten Platten. Von <i>H. Beck</i> . HA ..	94
Torsion oder Drillung. Über den Einfluß der Drillmomente in Platten mit zweiachsiger Biegung. Von <i>J. Hahn</i> . HA ..	296
Zur direkten Querschnittsbestimmung von Stahlbetonrechteckquerschnitten. Von <i>H.-H. Zerenthin</i> . HA ..	273

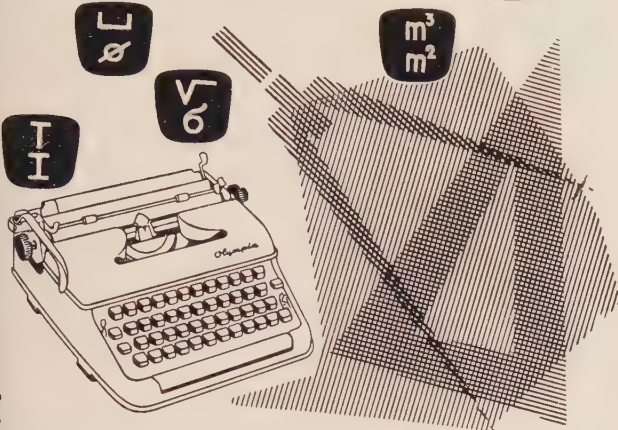
	Seite
Staufstufen: Böschungs- und Sohlenbefestigung des Rhein-Seitenkanals in der Haltung Fessenheim. Von <i>H. Scheele</i> . KTB ..	281
Stollenbauten, Ausführungen: Der Unterwasserstraßentunnel von Havanna. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB ..	372
Die größte Wasseraufbereitungsanlage der Welt. Von <i>F. Orth</i> . KTB ..	326
Stollenvortrieb aus einem Schacht unter Grundwasserspiegel mit Hilfe von horizontalen Vacuumbrunnen. Von <i>P. Andai</i> u. <i>J. Jánosy</i> . HA ..	276
Theorie: Analytische Spannungsermittlung bei Tunnelquerschnitten. Von <i>G. Eras</i> . HA ..	49
Strahlungsschutz: Abschwächung von Betatronstrahlung durch Beton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	162
Bau des Ringträgers und der Strahlungsschutzbrücke des CERN-Protosynchrotrons. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	163
Die Bemessung der Strahlenabschirmungsanlage für den Siedewasserreaktor des Argonne National Laboratory. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	101
Entwurf einer Megacurie-Nahrungsmittel - Bestrahlungsanlage. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	246
Entwurf eines ferngesteuerten metallurgischen Spaltstoffaufbereitungswerkes. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	278
Gasdichter Einschluss des Siedewasserreaktor-Versuchskraftwerkes des Argonne National Laboratory, Lemont, Illinois, USA. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	25
Gesichtspunkte für den Entwurf radiochemischer Trennanlagen. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	246
Gesichtspunkte für den Entwurf von Speicherbehältern für radioaktive Abfälle. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	279
Heiße Zelle aus Schwerbeton in permanenter Stahlschalung. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	200
Heiße Zelle aus Schwerbetonblöcken. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	201
Kernkraftwerk „Hinkley Point“. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	159
Thermische Aspekte bei der Bemessung von Beton-Strahlenschutzanlagen. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB ..	105
Straßenbau, Allgemeines: Die Baustelle für den neuzeitlichen Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA ..	150
Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA ..	312
XI. Internationaler Straßenkongreß in Rio de Janeiro 1959. V ..	110
Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse in Hannover 1959. Von <i>B. Hille</i> . KTB ..	329
Straßenbaugeräte, s. Baumaschinen	
Straßenbrücken, s. Brücken	

	Seite		Seite		Seite
Straßendecken, Betondecken: Die Baustelle für den neuzeitlichen Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA 150		Zur Frage der Erosion bei Wasserturbinen. Von <i>H. Bürnheim</i> . KTB 284		Der Staudamm Sadd el Aali am Nil. Von <i>F. Ort</i> . KTB 447	
Bituminöse Decken: Die Baustelle für den neuzeitlichen Straßenbau. Von <i>B. Hille</i> . HA 150		Unterwassertunnel, s. Stollenbauten		Theorie: Anwendung des „Differenzenverfahrens“ bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen. Von <i>E. Schnoor</i> . HA 231	
Tagungen: Betontechnologische Tagung Leipzig November 1958. Bericht von <i>K. Müller</i> . V 75		Verkleidungen, Hochbauten: Neuartiger Stahlhochbau in Frankreich. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB .. 248		Die Grenztiefe für den Trapezquerschnitt. Von <i>R. Rössert</i> . HA 59	
12. Bezirkskonferenz des Amerikanischen Beton-Instituts in Mexico-City vom 2.—5. 11. 1959. V 488		Versicherung: 25 Jahre Bauwesenversicherung. V 253		Wasserkraftanlagen, s. Kraftwerke	
Deutscher Betontag in München 1959. V 168		Versuche, Allgemeines: Eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit beliebig geformter einfach zusammenhängender Querschnitte. Von <i>H. Sander</i> . HA 309		Wasserleitungen: Erdverlegte Trinkwasserleitungen mit Kunststoffrohren. Von <i>R. Linder</i> . HA 291	
Deutscher Betontag 1959. Von <i>H. Beck</i> . V 378		Modellversuche mit elastisch gelagerten schießen Platten. Von <i>H. Daniel</i> u. <i>W. Richter</i> . HA .. 406		Wasserstraßen, s. Schiffsfahrtswege	
Eisenhüttentag 1959 in Düsseldorf. V 488		Windsog auf Pultdächer. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB 71		Wasserversorgung: Die größte Wasseraufbereitungsanlage der Welt. Von <i>F. Orth</i> . KTB 320	
FIP-RILEM-Symposium in Trondheim/Norwegen. V 488		Zur Frage der Putzhaftung auf Ytong. Von <i>F. Pilny</i> u. <i>W. Struck</i> . HA 456		Wasserwirtschaft: Der Staudamm Sadd el Aali am Nil. Von <i>F. Orth</i> . KTB 447	
3. Internationaler Kurs über Hydraulik-Ingenieurprobleme. V .. 110		Beton: Bogenwirkung bei Stahlbetonplatten. Von <i>Lebender</i> . KTB 210		Wehre: Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. Von <i>H. Hacker</i> . HA 457	
Internationale Tagung für den Schutz der Objekte von Wasserkraftanlagen und deren Ausrüstung Beograd 1959. V 168		Die Korrosion des Stahles im bewehrten Beton. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 444		Die Gegendruckstauklappe. Von <i>B. Hampe</i> . HA 41	
Internationaler CIB-Kongreß 1959. V 253		Boden: Die Bestimmung des Winkels der inneren Reibung von grobkörnigen Böden und Schüttungen bis 50 mm Korndurchmesser. Von <i>K. Klugar</i> . HA 255		Ölhydraulische Antriebe im Stahlwasserbau. Von <i>M. Laufer</i> u. <i>G. Schmaußer</i> . HA 417	
XI. Internationaler Straßenkongreß in Rio de Janeiro 1959. V 110		Zur linearen Zunahme der Steifzahl E des Baugrundes mit der Tiefe. Von <i>K. Fischer</i> . HA 473		Wehrverschlüsse, s. Stahlwasserbauten	
6. Kongreß der Internationalen Kommission für große Talsperren der Weltkraftkonferenz in New York 1958. Bericht von <i>H. Press</i> . V 38		Stahl: Die Korrosion des Stahles im bewehrten Beton. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 444		Wettbewerbe: Bau der Tejo-Brücke in Lissabon. V 256	
Wupperverband, Bericht 1959. V 415		Statische Festigkeit und Konstruktion hochfester Leichtbaurohre. Von <i>G. Czerwenka</i> . HA 437		Windlasten, s. Belastungen	
2. Weltkonferenz über Erdbeben-Ingenieurprobleme 1960. V 110		Wasserbau: Anwendung des „Differenzenverfahrens“ bei der Tidewellenberechnung in den von den Gezeiten beeinflussten Flüssen. Von <i>E. Schnoor</i> . HA 231		Zuschrift zu Chwalla: Die neuen Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen (1959) S. 128 u. 299. Von <i>E. Chwalla</i> . V 245, 41	
Talsperren, Allgemeines: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke einer Studienreise). Von <i>O. Kirschmer</i> . HA 387		Vorschriften, Allgemeines: DIN-Normblatt-Verzeichnis 1959. V 253		zu <i>Cicin:</i> Die Fischbauchklappe und verwandte Wehrsysteme (1958) S. 367 und 425. Von <i>E. Naudascher</i> . V 2	
6. Kongreß der Internationalen Kommission für große Talsperren der Weltkraftkonferenz in New York 1958. Bericht von <i>H. Press</i> . V 38		Anstrich: DIN 55 928. V 416		zu <i>Craemer:</i> Verbesserte Iterationsverfahren für durchlaufende Balken (1958) S. 336. Von <i>K. Moser</i> . V 58	
Bogenstauwand: Die Wasserkraftanlage Kariba in Rhodesien. Von <i>D. Kister</i> . KTB .. 66		V 253		und Erwidernung Craemer 3	
Schwergewichtsmauern: Der Staudamm Sadd el Aali am Nil. Von <i>F. Orth</i> . KTB 447		Baugrund: DIN 4019. V 212		zu <i>Hahn:</i> Torsion oder Drillung. Über den Einfluß der Drillmomente in Platten mit zweiachsiger Biegung (1959) S. 296. Von <i>J. Hahn</i> . V 48	
Temperaturwirkungen: Thermische Aspekte bei der Bemessung von Beton-Strahlenschutzanlagen. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 105		Bauwesen: DIN-Normen im Bauwesen. V 488		zu <i>Kirchner:</i> Zur Berechnung langer Zylinderschalen (1958) S. 331. Von <i>G. Rötsch</i> . V 113	
Torsion: Eine experimentelle Methode zur Bestimmung der Torsionssteifigkeit beliebig geformter einfach zusammenhängender Querschnitte. Von <i>H. Sander</i> . HA 309		DIN 1356, Bauzeichnungen. V 488		und Erwidernung Kirchner 114	
Torsion oder Drillung. Über den Einfluß der Drillmomente in Platten mit zweiachsiger Biegung. Von <i>J. Hahn</i> . HA 296		Heizung und Lüftung: Din 4701, 4755, 4787, 1946. V 168		zu <i>Mehmel:</i> Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter Stahlbetonbalken. Von <i>A. Mehmel</i> . V 453	
Trägerroste, s. Statik		Hochbau: DIN 18 201 Maßtoleranzen. V 212		zu <i>Meschan:</i> Ringträgerberechnung für den Unterbau von Großbaggern und -absetzern. Von <i>K.-H. Klemmt</i> . V 415	
Tunnelbauten, s. Stollenbauten		Kunststoffe: DIN-Taschenbuch 21. V 452		und Erwidernung Meschan 415	
Turbinen: Der Ausbau von Wasserkraften in USA im Rahmen von Mehrzweck-Aufgaben (Eindrücke von einer Studienreise). Von <i>O. Kirschmer</i> . HA 387		Mauersteine usw.: DIN 1056 und 1057. V 416		zu <i>Naudascher:</i> Berechnung der dynamischen Kräfte bei Tief schützen (1957) H. 11. V 168	
Die Wasserkraftanlage Kariba in Rhodesien. Von <i>D. Kister</i> . KTB 66		Schallschutz: DIN 4109, Schallschutz im Hochbau. V 488		zu <i>Soare:</i> Zur Membrantheorie der Konoidschalen (1958) S. 256. Von <i>M. Soare</i> . V 76	
		Stahl: DIN 536 Bl. I, Din 1013, DIN 1017, DIN 1024. V 416		zu <i>Wickert:</i> Schwimmer als Gewichtsausgleich für Schiffshebewerke. Von <i>G. Wickert</i> . V 452	
		Stabstahl: DIN 1014, 1015, 1018, 1022, 1025 Bl. 1—5, 1026—29, 6941, 6942, 59 051; DIN 407: Sinnbilder für Niete usw. V 452			
		Walzen, s. Baumaschinen			
		Wasserbau, Allgemeines: Das umlegbare Hubtor verkürzter Bauart. Von <i>H. Hacker</i> . HA .. 453			

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

**OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN**



Preßbeton-Bohrpfähle

„System Brechtel“

JOHANNES BRECHTEL

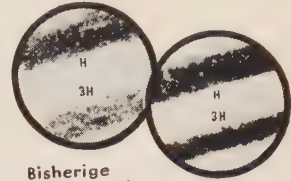
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

MÜNCHEN · STUTTGART · HAMBURG · BREMEN

Die neue
STABILO
micro

ZEICHEN-MINE

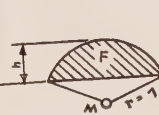
Der
Vergleich
unterm
Mikroskop



Bisherige
Graphit-Mine

Neue
STABILO-Mine

- absolut gleichmäßiger, tiefschwarzer, scharfer Strich, auch auf Zeichenfolien
- exakte, tuscheähnlich klare Lichtpausen selbst in härtesten Härtegraden
- längere Haltbarkeit der Spitze durch erhöhte Bruchfestigkeit
- garantiert gleichmäßige Stufenabstände von Härtegrad zu Härtegrad



Verlangen Sie Prospekt und Probiermuster!



An einem grauen Wintermorgen
bekam Herr Schulze ernste Sorgen:
Zum Betonieren war's zu kalt!
Still ruht der Bau,
doch absobald denkt Schulze, nur so vor sich hin,
wie schön es wär, wenn's trotzdem ging?
Da plötzlich kommt ihm die Idee!
Jetzt pfeift er auf den ganzen Schnee,
denn wie Musik klingt's ihm im Ohr:
Nimm FRIOLITE* ohne Chlor!

* Das chlorfreie Frostschutzmittel für armierten Beton

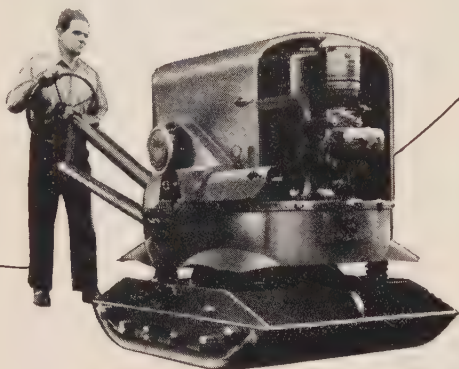
FRIOLITE



PLASTIMENT GmbH KARLSRUHE
Erbprinzenstr. 31 · Ruf 26823 · Fernschr. 0782616

VIBROMAX

**Tiefwirkende Bodenverdichtung
durch Plattenrüttler**



**LOSENHAUSENWERK
DUSSELDORFER MASCHINENBAU A.-G.
DUSSELDORF · GRAFENBERG**

Der gleislose Erdbau

Anwendung und Einsatz der Geräte
Organisation und Kalkulation
des Förderbetriebes

Von Dr.-Ing. G. KÜHN, Hamburg-Blankenese
Mit 161 Abbildungen. XVI, 375 Seiten Gr.-8°.
1956. Ganzleinen DM 39,—

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Das Buch ist von einem Fachmann geschrieben, der in jahrelanger praktischer Tätigkeit den Einsatz von Flachbaggergeräten beobachtet und selbst geleitet hat. Es ist eine Freude, zu sehen und zu lesen, wie umfassend die Vorgänge im Flachbaggerbetrieb erfaßt, wissenschaftlich ausgewertet und die organisatorischen Vorgänge dabei aufgezeichnet wurden ... Diese Kleinarbeit bietet den Leitern von Baustellen und den Bauführern beim Einsatz von Flachbaggern die Möglichkeit, ihre Arbeit in dieser oder jener Hinsicht, insbesondere auf Großbaustellen, noch zu verfeinern und damit wirtschaftlicher zu gestalten ...“

VDI-Zeitschrift

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Umschau

100 Jahre AGROB

Die AGROB Aktiengesellschaft für Grob- und Feinkeramik in München beging vor kurzem das hundertjährige Jubiläum ihrer Geschäftsgründung. Die Gesellschaft, die mit rund 4000 Beschäftigten in der keramischen Baustoffindustrie eine führende Stellung einnimmt, verfügt heute im Bundesgebiet über 7 Werke mit einem weitestgehenden Produktionsprogramm, das vom einfachen Ziegelstein über hochwertige Klinkerware bis zu den vielfältigsten Arten von Wand- und Bodenfliesen reicht.

Nach dem erfolgreichen Ausbau ihrer inländischen Betriebe zu modernen Produktionsstätten hat die AGROB, im Zuge ihrer ausländischen Geschäftsausweitung, seit 1954 maßgebliche Beteiligungen an verschiedenen einschlägigen Firmen in Spanien, Belgien und Kanada erworben.

Friedrich Wilh. Schwing 50 Jahre alt

Am 2. Oktober ds. Js. beging Herr *Friedrich Wilh. Schwing* in Wanne-Eickel, seinen 50. Geburtstag. In den fast 3 Jahrzehnten seiner selbständigen Tätigkeit ist es ihm, dank seiner vitalen Schaffenskraft und seines Ideenreichtums, gelungen, den Erzeugnissen seiner Baumaschinenfabriken in aller Welt einen ausgezeichneten Ruf zu verschaffen. Aus den Anfängen mit Trogmörtel-Mischern und Schnellbau-Aufzügen wuchs im Laufe der Jahre in den drei, rein auf Baumaschinen spezialisierten Werken in Wanne-Eickel und Gerlingern ein großes Fertigungsprogramm, umfassend Kletter-Turmdrehkrane, Schaufellader, hydr.-Betonpumpen, Druckluft-Betonförderer, Betonmischer, Aufzüge und Winden, neuerlich auch für die Personenfahrt im Bauwerk, Handschraper und anderem.

Dipl.-Ing. Helmut Baumann, 25 Jahre bei Wayss & Freytag

Der Leiter der Stuttgarter Niederlassung der Wayss & Freytag, Komm.-Ges. konnte am 15. Oktober ds. Js. auf eine 25jährige Tätigkeit in diesem bekannten Bauunternehmen zurückblicken. Nach Ablegung seines Diplom-Examins an der Technischen Hochschule Stuttgart im Herbst 1932 und anschließender Tätigkeit im Straßen- und Wasserbauamt Ellwangen, trat er am 15.10.1934 bei der Firma Wayss & Freitag A.G. in Frankfurt/M. ein. Schon im April 1937 übernahm er die Bauleitung für die Druckluftarbeiten an der Regenbrücke in Regensburg. Hieran schlossen sich in den folgenden Jahren viele weitere schwierige und verantwortungsvolle Aufgaben als Bauleiter im Brücken- und Tiefbau und anderen Projekten an, die von ihm erfolgreich gelöst wurden.

Am 1. April 1953 wurde Herr Dipl.-Ing. *H. Baumann* als Mitglied der Geschäftsleitung der Niederlassung Stuttgart der Wayss & Freitag A.G. nach Stuttgart versetzt und übernahm nach einer Zeit der Einarbeitung die alleinige Leitung dieser Niederlassung.

Internationale Bauausstellungen Paris 1960

Im Rahmen der EXPOMAT 1960 werden in Paris zwei Fachausstellungen veranstaltet, und zwar die vom 17.—27. März 1960 in der Ausstellungshalle am „Rond Point“ stattfindende Sonderschau von *Baustoffen, Bauteilen und Bauausstattungen* sowie eine Ausstellung von *Bau- und Baustoffmaschinen* (einschließlich Baustellenbedarf), die in der Zeit vom 19.—29. Mai 1960 im Bereich der Hallen- und Freigeländes des Flughafens Le Bourget veranstaltet wird. Für die Standreservierung ist das Commissariat Général EXPOMAT, 1, Avenue Niel, Paris XVIIe (Ruf Galvani 96—98 und Etoile 39—36) zuständig. Die deutsche Vertretung obliegt dem Bauverlag GmbH., Wiesbaden, Kleine Wilhelmstraße 7 (Ruf 5 95 15).

Fußgängerbrücken aus Stahl

Im Rahmen der Sammlung „Merkblätter über sachgemäße Stahlverwendung“ brachte die Beratungsstelle für Stahlverwendung der Wirtschaftsvereinigung Eisen- und Stahlindustrie, Düsseldorf, Karsenerstr. 36, eine neues Heft „Fußgängerbrücken aus Stahl“ heraus, das auf 40 Seiten DIN A 4 mit 101 Abbildungen einen interessanten Überblick auf zahlreiche, im In- und Ausland ausgeführte Fußgängerbrücken gibt. Dieses Merkblatt (Nr. 251) wird an Interessenten von der vorgenannten Beratungsstelle kostenlos abgegeben.

Hochziehbare Alpica-Vertikal-Schutzrüstung

Die Verwendung des hochziehbaren Alpica-Fangnetzgerüsts hat die Bauaufsichtsbehörde in der Bundesrepublik mit Zulassungsbescheid vom 26.3.1959 der zuständigen Bundes-Baubehörde in Wiesbaden (Az.: Vb-64a-16/23-9/59) genehmigt. Dieses Fangnetzgerüst ist besonders geeignet für 3—5stöckigen Wohnungsbau „beim über die Hand mauern“ und stellt sowohl in der Montage und der Bedienung, als auch in der Wirkungsweise das sicherste Fanggerüst dar, welches bisher bekannt war. Montage, Bedienung und Abbau werden vom Erdboden aus ausgeführt und schließen einen Unfall durch Absturz aus. Die 80—90 %ige Einsparung an Gerüstholz und damit verbundene Kosten-Herabsetzung ist die wirtschaftliche Seite.

Das Netzfangerüst wirkt als dichtes, standfestes und elastisches Schutzgitter und bietet den Beschäftigten eine unbedingte physische

(Fortsetzung auf Anzeigen-Seite 7)

MSCHAU (Fortsetzung von Anzeigen-Seite 6)

herheit. Die Firma Alpica, Thilo Hoffmann, Schlotheim i. Thür.
achte kürzlich ein Merkheft mit ausführlichen Angaben und Bil-
ern über diese Schutzrüstung heraus.

Styropor F®

Die Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG, Ludwigshafen am Rhein,
hat ein Merkblatt über *Styropor F* herausgebracht, in dem die Ver-
arbeitungsbedingungen und die Eigenschaften dieses Produktes ein-
gehend beschrieben sind.

Styropor F ist ein blähfähiges, mit einem Flammenschutzmittel ver-
hohes Polystyrol, aus dem Schaumstoffe mit einem spez. Gewicht
von 0,5—0,02 g/cm³ hergestellt werden können. Diese Schaumstoffe
sind nach DIN 4102 schwer entflammbar. Schaumstoffe aus *Styropor F*
sind vorwiegend zur Herstellung von Isolierplatten gegen Wärme
bzw. Kälte oder Schall, im Bauwesen und in der Kältetechnik, Ver-
wendung.

= Registriertes Warenzeichen.

Neue Fachzeitschriften

Seit Oktober d. J. erscheint die Monatszeitschrift „Der Tiefbau“
(Fachzeitschrift für Verfahrenstechnik u. Bauausführung) im Verlag
Bertelsmann, Gütersloh.

Die vom Institut für Bauforschung e. V. Hannover herausgegebene
Monatszeitschrift „Wirtschaftlich bauen“ (bisher Verlag Kurt Reich,
Hannover) erscheint jetzt im Bauverlag GmbH., Wiesbaden.

Severinsbrücke in Köln

Anlässlich der Einweihung der Severinsbrücke — vergleiche die
in „Bauingenieur“ Heft 11/59 erschienene Anzeige der *Gutehoffnungs-
mitte Sterkrade A.G.* — ist zu erwähnen, daß bei Projektierung und
Ausführung der Architekt Dipl.-Ing. Gerd Lohmer BDA, Köln, mit-
wirkt hat.

Nichtstaubende, abriebfeste Betonböden

alte u. neue, mit „Compakta“. Prosp. B 12 durch
Baustoff-Chemie, Seebruck/Oberbay.

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

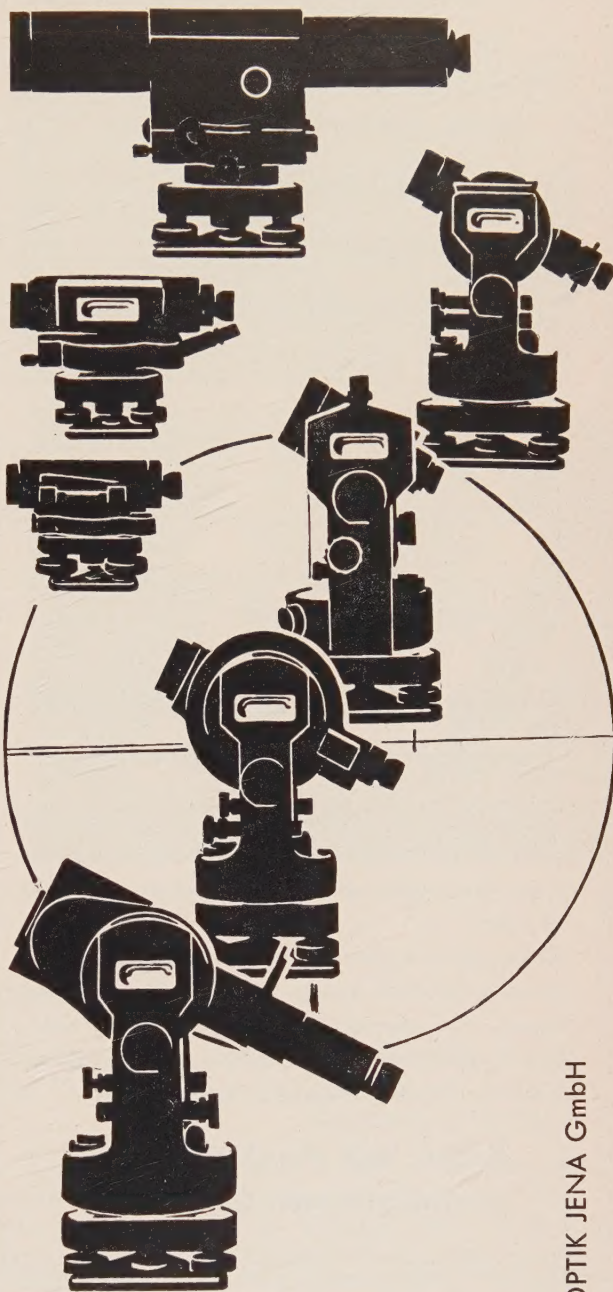
F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277



ISOPOR

Ein bevorzugter Isolierstoff aus Styropor
zur Isolierung von Böden, Decken, Wän-
den und Dächern gegen Wärme, Kälte,
Schall und Schwitzwasserbildung.

ISOPOR KUNSTSTOFF GMBH WIESLOCH BADEN TEL 2453



JENOPTIK JENA GmbH

Vermessungsgeräte

aus JENA

Verlangen Sie Druckschriften 10/F unter Angabe des Gerätes

Vertrieb für die Bundesrepublik

Werner Jähnert, Göttingen

Generalvertretung der optischen Werke JENA

STELLENANGEBOTE**Große westdeutsche Bauunternehmung**

sucht für Technisches Büro

Statik und Konstruktion**2 Diplom-Ingenieure
4 Bauingenieure HTL****Dauerstellung — Fünftageweche**

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsanspruch unter „Der Bauingenieur 963“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für konstruktive Sonderaufgaben auf dem Gebiete des Stahlbetonbaues suchen wir

einen Bauingenieur**mit abgeschlossener Hochschulbildung**

der über hervorragende statische Kenntnisse und große konstruktive Fähigkeiten verfügt und in der Lage ist, ein größeres Konstruktionsbüro mit Erfolg zu leiten.

Herren mit besonderen Leistungen auf den obenerwähnten Gebieten werden gebeten, sich unter Beifügung von Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Angabe der Gehaltsansprüche und Datum des frühesten Eintrittstermines zu bewerben bei

Beton- und Monierbau AG.**Vorstand, Düsseldorf, Goethestr. 36 a**

Gesucht zum baldigen Antritt

Jüngerer Bauingenieur mit besonderen Kenntnissen in Statik**und 2-3 Bauzeichner(innen) für die Anfertigung von Bewehrungs- und Konstruktionszeichnungen**

von größerem Ingenieurbüro in Kreisstadt am Bodensee.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Gehaltsansprüchen und frühestem Antrittstermin unter „Der Bauingenieur 975“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die Kreisverwaltung Saarbrücken sucht zum 1. 1. 1960:

Diplom-Ingenieur

als Leiter der Tiefbauabteilung des Kreisbauamtes mit gründlichen Kenntnissen und mehrjähriger Erfahrung auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens, insbesondere im Straßen- und Kanalbau sowie im wasserwirtschaftlichen Bereich. Gute Kenntnis der einschlägigen gesetzlichen Vorschriften und Gewandtheit im Schriftverkehr und in der Verhandlungsführung mit Behörden und Unternehmern Bedingung. Vergütung nach TO. A II; Probezeit 6 Monate.

Tiefbau-Ingenieur

mit HTL-Abschluß. Gute Ausbildung in der Ausarbeitung von Straßen- und Kanalprojekten und von wasserwirtschaftlichen Maßnahmen, praktische Erfahrungen in der Bauausführung von Tiefbaumaßnahmen. Vergütung nach TO. A IV b; Probezeit 6 Monate.

Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen sind baldmöglichst bei der Kreisverwaltung Saarbrücken, Schloßplatz 8/9, einzureichen. Unterbringungsteilnehmer nach G 131 erhalten bei gleicher Eignung den Vorrang.

**FRIED. KRUPP**

sucht

für sofort oder später

Diplom-Ingenieure

der Fachrichtung Bauingenieurwesen als Statiker für interessante und neuartige Tätigkeiten in den Abteilungen Stahlhoch- und Brückenbau;

Konstrukteure

mit Fachschulbildung und möglichst einigen praktischen Erfahrungen, jedoch wird auch Anfängern die Möglichkeit zur Einarbeitung auf den verschiedensten Gebieten geboten.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Angabe der Gehaltsansprüche und des frühesten Eintrittstermines erbeten an Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau Rheinhausen, Personalabteilung, Rheinhausen.

STELLENGESUCHE**Bauingenieur (HTL)**

32 Jahre, sucht sich in aussichtsreiche Stellung in Industrie oder Verband zu verändern. 9 Jahre Unternehmerpraxis bei angesehener Großbaufirma. In den letzten Jahren als selbständiger Bauleiter auf Großbaustellen tätig. Erfahrungen vorwiegend im Kraftwerksbau, Ing.-Hochbau, Brückenbau, Kanal- und Straßenbau sowie umfangreiche Kenntnisse im Kalkulationswesen. Zuschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 972“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF. 2187

Verkaufsbüros u. Fabriklager in allen Teilen Deutschlands

CERINOL

Beton- u. Mörteldichtungsmittel

RELAX

Schalöl

CERINOL-BV

Betonverflüssiger

EUROLAN

Schutz- und Isolieranstrich

PLASTIKOL

Dachschutz und Isoliermasse

CERINOL-AEA

Mischöl zur Verbesserung von Mörtel und Beton

AUTOGEN-Schweiß-, Schneid- und Lötwerkzeuge



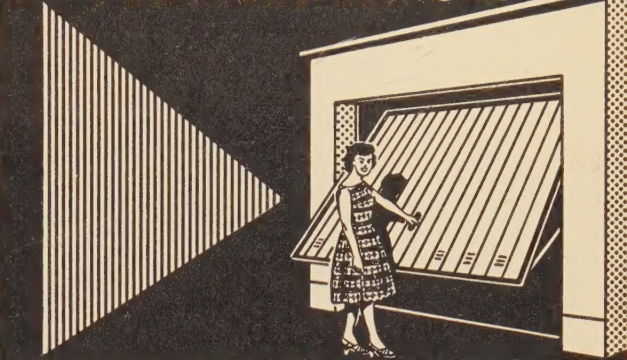
Fachberatung
unverbindlich

- Schweißpulver „Homogenit“
- Druckminderer
- Armaturen für alle Gasarten

F. X. STÖHR

Autogen- u. Armaturenwerk Augsburg · Provinstr. 22

GARAGEN-SCHWINGTORE



SIEBAU-KREUZTAL

POSTFACH 207

VERMESSUNGS-INSTRUMENTE

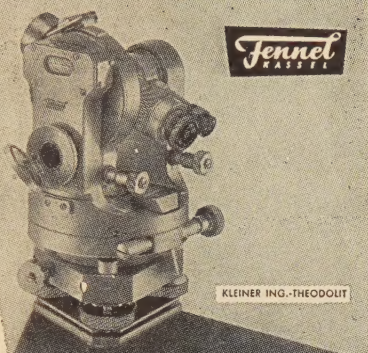
Nivelliere

Theodolite

Tachymeter

Grubengeräte

und Zubehör



KLEINER ING.-THEODOLIT

OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL



TRASS im BETON

erhöht Homogenität
Pumpfähigkeit · Wasser-
undurchlässigkeit
Widerstandsfähigkeit gegen
aggressive Gase und Wasser

TRASSWERKE MEURIN · ANDERNACH/RH.

Planung und Bau von Hüttenwerken

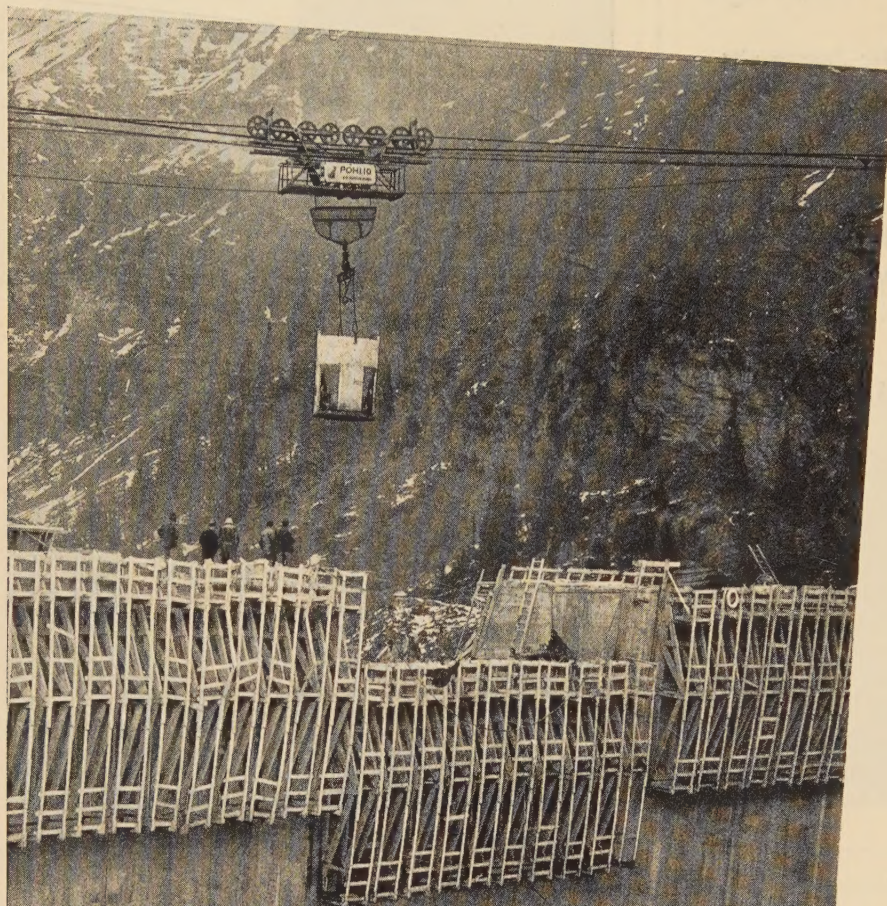
Von Dr.-Ing. FRIEDRICH LÜTH, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen
Zweite, neubearbeitete Auflage. Mit 28 Abbildungen im Text und auf 1 Tafel.
VII, 187 Seiten Gr.-8°. 1958. Ganzleinen DM 28,50

INHALTSÜBERSICHT: Voraussetzungen: Volkswirtschaftliche Gründe · Lage zu den Rohstoffräumen · Verkehrslage · Lage im Energienetz (Strom und Ferngas) · Arbeitsmarktbedingungen · Landwirtschaftliche Bedingungen · Politische Grenzen · Vorausschätzung der Wirtschaftlichkeit · Planung eines Hüttenwerkes: Vorplanung · Gesamtanlage · Hüttenbetriebe · Energiewirtschaft · Verkehrs- und Transportanlagen · Neben- und Hilfsbetriebe · Zulieferungsbetriebe · Betriebsüberwachung · Normung und Vereinheitlichung · Sonstige Einrichtungen und Anlagen · Siedlungen · Änderungen der Planung während des Baues · Kostenvoranschlag: Erfahrungswerte · Besondere Kostenmomente · Kosten für Planung und Bauaufsicht · Selbstkostenvorausschätzung · Bau der Hütte: Eigene oder fremde Bauleitung · Wahl der Bau- und Lieferfirmen · Vergabe · Garantien · Bauaufsicht · Nachbewilligungen · Abrechnung und Anlagenkartei · Inbetriebnahme der Hütte: Festlegung des Verantwortlichen für die Durchführung der Inbetriebnahme · Art der Inbetriebnahme · Nachweis der Garantien · Rechtzeitige Anstellung der Betriebschefs und Meister · Übergabe an den Bauherrn und Auftraggeber · Beispiele aus der Praxis: Möglichkeiten der Verbundwirtschaft zwischen einer Steinkohlenzeche und einem Hüttenwerk · Ermittlung des durch Staub- und Gasschäden gefährdeten Gebiets um eine Hütte · Wiederaufbau eines stark demontierten Hüttenwerkes · Studie über die Durchführbarkeit des laufenden Transports größerer flüssiger Roheisenmengen zwischen zwei Hüttenwerken · Aus der Neuplanung eines bestehenden Hüttenwerkes · Planung eines Elektro-Hüttenwerkes · Sachverzeichnis.



SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

POHLIG-KABELKRANE



Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 8 Jahren
für den Bau von Staumauern
20 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN

